



Diseño de estribos con contrapeso y aplicación práctica de metodologías de diseño

Mario Alejandro Estrada León

Informe de práctica para optar al título de Ingeniero Civil

Asesores:

Interno: Juan Camilo Viviescas Restrepo

Externo: Julián Andrés Londoño Henao

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental

Ingeniería Civil

Medellín, Colombia

2021

Cita	(Estrada León , 2021)
Referencia	Estrada León, M. A. (2021). <i>Diseño de estribos con contrapeso y aplicación práctica de metodologías de diseño</i> . [Trabajo de grado profesional]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.
Estilo APA 7 (2020)	



Coordinador de prácticas Escuela Ambiental : Nora Elena Villegas Jiménez
 Asesor interno: Juan Camilo Viviescas Restrepo
 Asesor externo: Julián Andrés Londoño Henao



Centro de documentación ingeniería (CENDOI)

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: John Jairo Arboleda Céspedes.

Decano/Director: Jesús Francisco Vargas Bonilla.

Jefe departamento: Diana Catalina Rodríguez Loaiza.

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Contenido

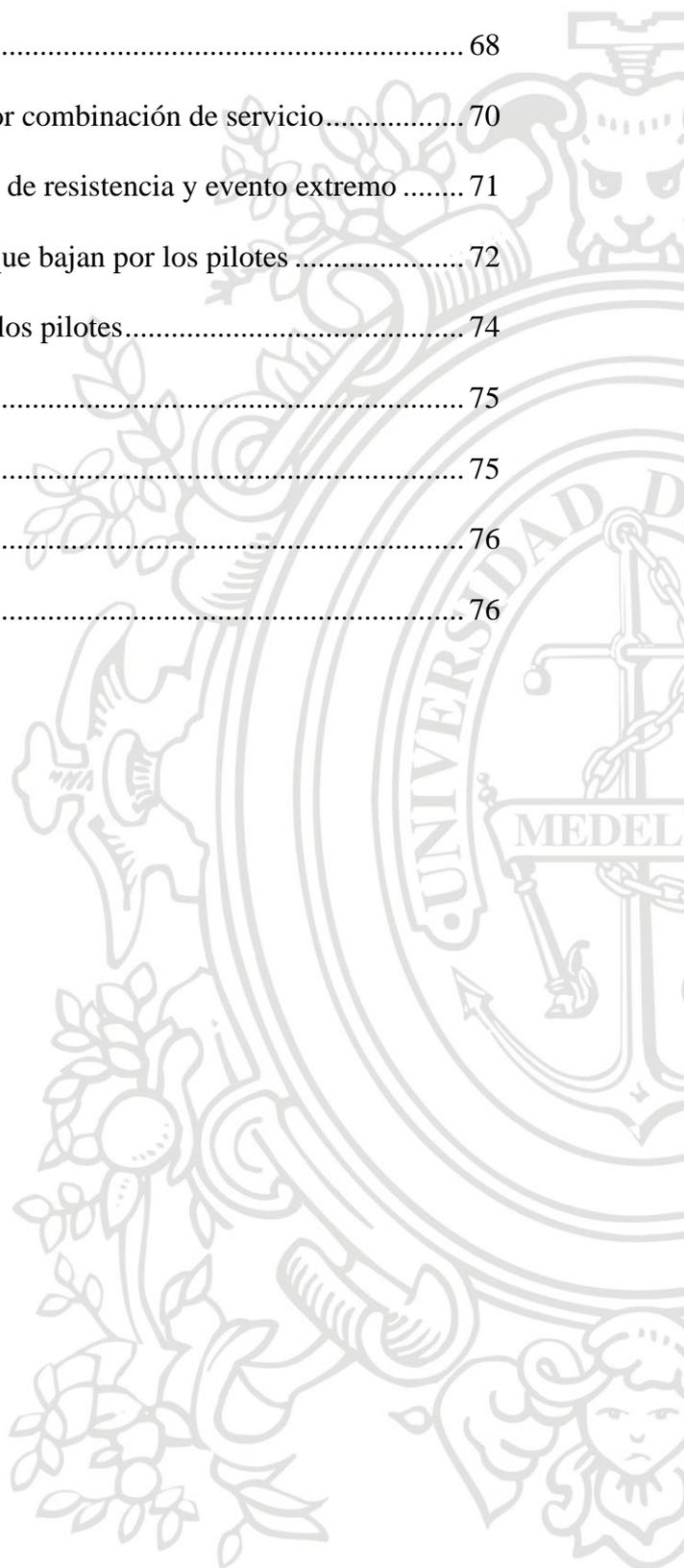
Resumen.....	9
1 Introducción	11
2 Objetivos.....	12
2.1 Objetivos Generales	12
2.2 Objetivos específicos.....	12
3 Marco Teórico.....	13
3.1 Requisitos generales.....	13
3.2 Estribos.....	13
3.3 Pilotes.....	15
3.4 Propiedades del suelo de relleno	15
3.4.1 Requisitos generales.....	15
3.4.2 Cargas y fuerzas de presión de tierras en estribos	16
3.4.3 Empuje Activo y pasivo de tierras (Teoría de Rankine).....	16
3.4.4 Empuje activo y pasivo de tierras (Teoría de Coulomb)	18
3.4.5 Sobrecarga viva.....	19
3.5 Cargas para considerar en el diseño	20
3.6 Combinaciones y factores de carga.....	20
3.6.1 Requisitos generales.....	20
3.6.2 Combinaciones de carga	21
3.6.3 Factores de carga.....	23
4 Metodología	25
4.1 Diseño de estribos	25
4.1.1 Requisitos generales.....	25
4.1.2 Geometría del estribo.....	29

4.1.3	Diseño de estribos con Talón (Método- Empresa)	30
4.1.3.1	<i>Patrones de carga en el modelo SAP2000</i>	30
4.1.3.2	<i>Combinaciones y factores de carga en el modelo SAP2000</i>	32
4.1.3.3	<i>Diseño de pantalla</i>	33
4.1.3.4	<i>Diseño de Viga cabezal</i>	38
4.1.3.5	<i>Diseño de talón</i>	44
4.1.3.6	<i>Diseño de Pilotes</i>	47
4.1.4	Diseño de estribos con Talón (Considerando el criterio 11.6.5 de CCP-14).....	54
4.1.4.1	<i>Patrones de carga en el modelo SAP2000</i>	55
4.1.4.2	<i>Combinaciones de carga generadas al modelo</i>	56
4.1.4.3	<i>Diseño de pantalla</i>	57
4.1.4.4	<i>Diseño de Viga cabezal</i>	60
4.1.4.5	<i>Diseño de talón</i>	64
4.1.4.6	<i>Diseño de Pilotes</i>	68
5	Resultados y análisis	75
6	Conclusiones	77
7	Referencias bibliográficas.....	78
8	Anexos	79
8.1	Anexo - Diseño de viga cabezal (Método – Empresa).....	79
8.2	Anexo - Diseño de viga cabezal (Método criterio 11.6.5 de CCP-14).....	83
8.3	Anexo -Muestras de cálculo.....	86

Contenido de Tablas

Tabla 1.	Altura equivalente de sobrecarga viva.....	19
Tabla 2.	Combinaciones de carga CCP-14.....	22
Tabla 3.	Factores de carga CCP-14	23
Tabla 4.	Datos que se asumieron para este estudio	25
Tabla 5.	Capacidad portante del suelo (ton/m ²) en función de longitud de pilotes y combinación de carga	26
Tabla 6.	Modulo de basto para los pilotes	27
Tabla 7.	Coefficiente activo y sísmico, K_a y K_s	28
Tabla 8.	Combinaciones de carga de servicio, resistencia y evento extremo.....	32
Tabla 9.	Altura equivalente para sobrecarga viva	35
Tabla 10.	Momentos y cortante en la pantalla	36
Tabla 11.	Refuerzo de la pantalla.....	37
Tabla 12.	Cargas actuantes en el estribo debido a la superestructura.....	40
Tabla 13.	Refuerzo de la viga cabezal	42
Tabla 14.	Momentos y cortante de diseño del talón	45
Tabla 15.	Refuerzo de acero del talón.....	47
Tabla 16.	Chequeo de estabilidad de los pilotes por combinación de servicio.....	49
Tabla 17.	capacidad portante del suelo por estado límite de resistencia y evento extremo	50
Tabla 18.	Reaccion del suelo ante cargas axiales que bajan por los pilotes	51
Tabla 19.	Fuerzas actuantes (V, M) y refuerzo de los pilotes.....	53
Tabla 20.	Combinaciones de carga de servicio, resistencia y evento extremo en SAP2000	56
Tabla 21.	Momentos y cortante en la pantalla	58
Tabla 22.	Refuerzo de la pantalla.....	60

Tabla 23.	Refuerzo de la viga cabezal	63
Tabla 24.	Momentos de diseño del talón	66
Tabla 25.	Refuerzo del talón	68
Tabla 26.	Chequeo de estabilidad de los pilotes por combinación de servicio.....	70
Tabla 27.	capacidad portante del por estado límite de resistencia y evento extremo	71
Tabla 28.	Reaccion del suelo ante cargas axiales que bajan por los pilotes	72
Tabla 29.	Fuerzas actuantes (V,M) y refuerzo de los pilotes.....	74
Tabla 30.	Resultados diseño de pantalla	75
Tabla 31.	Resultados diseño de viga cabezal	75
Tabla 32.	Resultados diseño de talon.....	76
Tabla 33.	Resultados diseño de pilotes	76



Contenido de Figuras

Figura 1.	Estribo.....	14
Figura 2.	Cimentación profunda – Pilotes.	15
Figura 3.	Ka y Kp de la teoría de Rankine.....	17
Figura 4.	Sobre carga viva LS.....	20
Figura 5.	Aplicación típica de los factores de carga	20
Figura 6.	Perfil del estribo - geometría	29
Figura 7.	Planta del estribo - geometría	29
Figura 8.	Modelo tridimensional SAP2000®.....	30
Figura 9.	Patrones de carga en el modelo SAP2000.....	31
Figura 10.	Combinaciones de Carga SAP2000.....	32
Figura 11.	Empuje activo sobre la pantalla	34
Figura 12.	Empuje sísmico sobre la pantalla.....	35
Figura 13.	Sobrecarga viva sobre la pantalla	36
Figura 14.	Empuje activo sobre la viga cabezal.....	38
Figura 15.	Empuje sísmico sobre la viga cabezal	39
Figura 16.	Sobrecarga viva sobre la viga cabezal	39
Figura 17.	Cortante de diseño por combinación de Resistencia máx.....	41
Figura 18.	Momento de diseño por combinación de evento extremo máx.....	41
Figura 19.	Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx.....	41
Figura 20.	Cortante de diseño por combinación de evento extremo máx.....	41
Figura 21.	Momento de diseño por combinación de evento extremo máx.....	42
Figura 22.	Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx.....	42
Figura 23.	Empuje vertical debido al lleno sobre el talón.....	44
Figura 24.	Módulos de balasto en el talón.....	45

Figura 25.	Presión pasiva del suelo sobre los pilotes	48
Figura 26.	Módulos de balasto en los pilotes	48
Figura 27.	Momento máximo en los pilotes por Evento extremo	52
Figura 28.	Cuantía de acero requerido en los pilotes.	53
Figura 29.	Patrones de carga	55
Figura 30.	Combinaciones de Carga SAP2000	56
Figura 31.	Empuje por peso propio de la pantalla y lleno.....	58
Figura 32.	Empuje por peso propio de la viga cabezal, talón y el lleno.....	61
Figura 33.	Cortante de diseño por combinación de Resistencia máx.....	62
Figura 34.	Momento de diseño por combinación de evento extremo máx.	62
Figura 35.	Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx.....	62
Figura 36.	Cortante de diseño por combinación de Evento extremo máx.	62
Figura 37.	Momento de diseño por combinación de evento extremo máx.	63
Figura 38.	Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx.....	63
Figura 39.	Reacciones en el talon por combinacion de resistencia max.....	65
Figura 40.	Fuerza de fricción distribuida en el talón.....	66
Figura 41.	Presión pasiva del suelo sobre los pilotes	69
Figura 42.	Módulos de balasto en los pilotes	69
Figura 43.	Momento máximo en los pilotes por Evento extremo	73
Figura 44.	Cuantía de acero requerido en los pilotes	74

DISEÑO DE ESTRIBOS CON CONTRAPESO Y APLICACIÓN PRACTICA DE METODOLOGIAS DE DISEÑO

Resumen

La empresa de consultoría, escenario de práctica profesional para la obtención del título académico, como tal, ya ha adoptado metodologías para el diseño de cada uno de los elementos que conforman un puente, lo que incluye desde los elementos de la superestructura y la subestructura hasta la cimentación. Sin embargo, en el diseño de la subestructura que refiere a los estribos del puente no se había tenido en cuenta el criterio de diseño sísmico que se expone en la Norma CCP 14 (capítulo 11.6.5). Dicho lo anterior, el presente trabajo constituye un proyecto de práctica desarrollado en una empresa de consultoría del sector civil cuyo objetivo consistía en presentar un diseño detallado de un estribo de contrapeso (talón) para puentes vehiculares.

Al respecto, para el diseño se usó la metodología empleada por la empresa, escenario de la práctica, y se realizó una comparación con el diseño considerando el criterio sísmico de estribos establecido en el CCP 14 (Capítulo 11.6.5). Así, se hizo uso del software SAP2000 como herramienta de modelado 3D de elementos finitos y Excel como herramienta de cálculo. Para efectos de la comparación de las dos metodologías de diseño, se observaron principalmente la cuantía máxima requerida y los momentos máximos generados en los pilotes, dado que los empujes aplicados al estribo se ven reflejados en esfuerzos actuantes en los pilotes.

De acuerdo con la Norma CCP-14 (capítulo 11) Se sabe que el diseño de estribos está condicionado por los estados límites de resistencia y evento extremo, es decir cada elemento que compone el estribo se evalúan sus esfuerzos mediante combinaciones y factores de carga expuestas en la CCP-14 en el capítulo 3.4.1. para combinaciones de resistencia y evento

extremo. Así, como resultados y conclusiones de este estudio se obtuvieron mayores efectos de momento y fuerza cortante en la cimentación (pilotes) para el diseño del estribo considerando el criterio expuesto en la CCP 14 (capítulo 11.6.5). Estos esfuerzos se traducen en mayor acero requerido en los pilotes, tanto acero longitudinal y espiral dispuestos para contrarrestar dichos momentos respectivamente.

Palabras clave: Diseño de estribos, Puentes, cimentación profunda, SAP2000, CCP-14.



1 Introducción

De acuerdo con Muñoz (2015), en Colombia “el 35% de las fallas en puentes se han originado por problemas en la cimentación de sus estribos y/o pilas”, razón por la cual se considera de gran interés conocer detalladamente los esfuerzos que genera la subestructura (estribos) a la cimentación. A partir de esto, como objetivo de este proyecto se estudió el comportamiento de estribos con contrapeso (talón) sabiendo que el uso de talones en estribos con cimentación profunda ayuda básicamente a disminuir la cuantía de los pilotes y a mejorar la estabilidad del estribo generando resistencia a los momentos de volcamiento que este experimenta debido a la carga de la superestructura y al empuje del suelo.

Un estribo con talón funciona básicamente como un muro en voladizo, el peso del suelo de relleno sobre el talón es quien genera resistencia al volcamiento del estribo, debe asegurarse espacio suficiente para su construcción en obra y es importante conocer las propiedades y parámetros del suelo que se utilizara como relleno para calcular los empujes que este transmite al estribo.

Para el desarrollo del proyecto se procuró presentar en lo posible datos reales, como son las cargas que se transmiten de la superestructura al estribo que se obtuvieron a partir de un modelo tridimensional en un software de elementos finitos (SAP2000). Sin embargo, también se asumieron algunos parámetros que en la práctica se obtendrían mediante estudios de suelos, como lo son el peso específico del suelo de cimentación, ángulo de fricción del suelo, módulos de balasto y capacidad portante, entre otros. Resulta relevante realizar estas aclaraciones, aunque los datos que se asumieron no se desfasan de la realidad y nos permiten obtener resultados significativos.

En el presente informe se tuvo en consideración el capítulo 11.6.5 de la CCP-14 que habla sobre criterios de diseño sísmico para estribos y muros de contención convencionales, se investigaron los factores y parámetros que influyen en el diseño de estribos, y finalmente,

se realizó el diseño de un estribo de un puente en particular. Inicialmente se utilizó la metodología de la empresa, escenario de la práctica profesional, y posteriormente, se agregó el análisis que presenta el artículo (11.6.5) de la norma (CCP-14) para el diseño sísmico de estribos.

Del mismo modo, se presentan más adelante las conclusiones más importantes acerca de la influencia de este criterio sísmico en los resultados del diseño de estribos comparando las metodologías.

2 Objetivos

2.1 Objetivos Generales

- Determinar qué tan grandes o insignificantes son los esfuerzos que se generan en el estribo con contrapeso, debido a los esfuerzos originados por la fricción suelo-talón en caso de movimientos laterales en el suelo adyacente, con el fin de evaluar si finalmente resulta beneficioso el uso de talones en estribos de puentes y que condiciones deberían existir.
- Determinar la influencia del criterio sísmico de la norma CCP-14 (capítulo 11.6.5) en el diseño del estribo con contrapeso, teniendo en cuenta el comportamiento de momentos y las cuantías en los pilotes además de los momentos en la pantalla y en la viga cabezal.
- Generar un manual del paso a paso detallado del diseño de estribos haciendo uso del software SAP2000 como herramienta de modelado tridimensional de elementos finitos y Excel como herramienta de cálculo.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar una revisión de la literatura que permita conocer las metodologías de estudio, normas vigentes que acreditan el diseño de estribos de puentes en Colombia.

- Estudiar la aplicación de instrumentos en el software SAP2000, el cual nos permite observar comportamientos y magnitudes de los esfuerzos actuantes con gran exactitud, y de manera ágil para obtener resultados para los diferentes casos de carga a que están expuestos los estribos.
- Comparar los resultados obtenidos para las dos metodologías de diseño de estribos que se desarrollaran en este informe.
- Analizar los resultados, consiste en determinar hasta qué punto es conveniente el uso de talones y que limitaciones pueden existir en obra que los vuelva ineficientes.

3 Marco Teórico

3.1 Requisitos generales

Los estribos y pilas de puentes suelen construirse sobre cimentaciones profundas con pilotes para evitar la pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría sufrir debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno (Braja, 2001).

3.2 Estribos

Los estribos son muros de contención que adicionalmente transfieren las cargas de la superestructura a la cimentación, son estructuras diseñadas para contener a las pendientes naturales del suelo, y soportar las tendencias del material a moverse cuesta abajo producto de la gravedad o presión lateral del suelo debido a un cambio en la elevación del terreno que excede el ángulo de reposo del suelo (Braja, 2001).

Los estribos pueden ser estribos de gravedad, estribos en U, estribos en voladizo, estribos parcialmente reforzados, o estribos de pantalla y contrafuerte. En el caso de puentes se pueden construir los estribos con pilotes, viga cabezal, aletas, y pantalla (Braja, 2001).

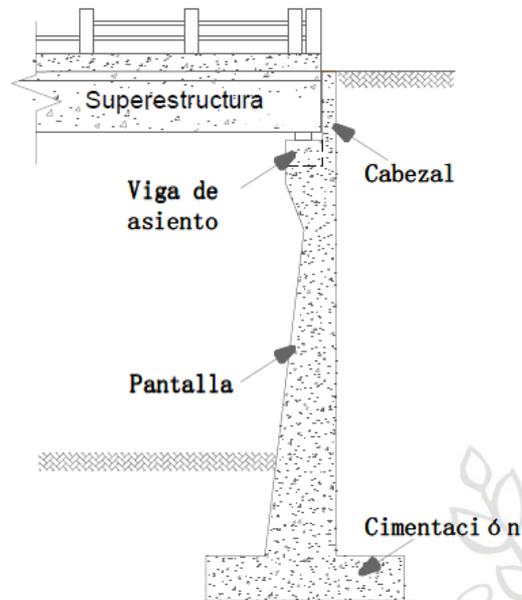


Figura 1. Estribo de puentes.

Fuente: Braja (2001).

Por lo general en el cuerpo de un estribo se pueden identificar algunas partes con funciones específicas como las siguientes:

- **Pantalla:** Confina el suelo de relleno y por tanto su principal función es la de resistir el empuje del suelo de relleno y evitar que interactúe con la superestructura.
- **Losa de aproximación:** Es un elemento de la calzada que no siempre es necesario, cuando se requiere en muchas ocasiones se diseña para que se apoye en la ménsula.
- **Viga de asiento (Viga cabezal):** Sobre la viga de asiento se colocan los neoprenos de apoyo los cuales reciben directamente las cargas desde la superestructura y las transmiten al cuerpo del estribo.
- **Aletas (o muros de aleta):** Son muros de contención cuya misión es la de soportar el empuje horizontal lateral del relleno y evitar su erosión.

Del mismo modo, como elementos secundarios se pueden citar lo siguientes:

- **Sistema de drenaje:** Para evacuar el agua lluvia que se infiltra en el suelo de relleno.

- **Topes sismorresistentes:** Para evitar el desplazamiento transversal de la superestructura producto de fuerzas sísmicas.

3.3 Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales que conforman una cimentación profunda, considerando como cimentación profunda a aquella que se encuentra a una profundidad mayor a 8 veces su diámetro. Los pilotes se pueden hincar en el terreno o se construyen directamente in situ en aberturas hechas a mano o con la ayuda de piloteadoras, se distinguen de cimentaciones superficiales por la profundidad de empotramiento que permite trasladar las cargas axiales hasta un estrato resistente del suelo, además de resistir esfuerzos de flexión (Braja, 2001).

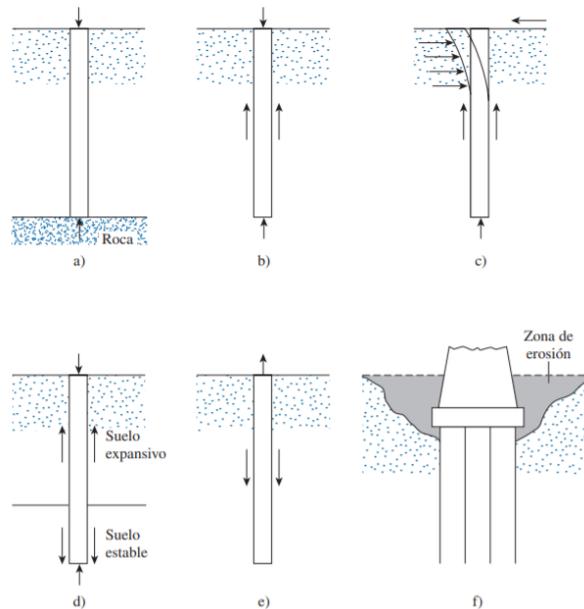


Figura 2.

Cimentación profunda – Pilotes.

Fuente: Braja (2001).

3.4 Propiedades del suelo de relleno

3.4.1 Requisitos generales

Los materiales utilizados como lleno deben ser granulares y permitir el drenaje libre. Si los muros retienen suelos cohesivos in situ se debe proveerse un drenaje adecuado para reducir la presión hidrostática detrás del muro (artículo 11 del CCP 14) (AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE, 2014).

3.4.2 Cargas y fuerzas de presión de tierras en estribos

De acuerdo con la metodología LRFD de la AASHTO (2004), los estribos deben diseñarse para los grupos de combinaciones de carga y estados límites de servicio, fatiga y fractura, y estado límite de resistencia.

Asimismo, los estribos se encuentran sujetos a las fuerzas de presión de tierras activas y pasivas. Cada una de estas presiones corresponde a las diferentes condiciones de dirección y magnitud del movimiento de los estribos.

Existen muchos métodos para determinar las fuerzas de empuje activas y pasivas sobre los estribos, como Mononobe Okabe, Coulomb, Rankine o Caquot-Kerisel cada una de ellas con sus ventajas y se deberá elegir la adecuada para el diseño (AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE, 2014).

3.4.3 Empuje Activo y pasivo de tierras (Teoría de Rankine)

De acuerdo con Braja (2001), Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica,
2. No existe fricción entre el suelo y el muro,
3. La cara interna del muro es vertical ($\beta = 90^\circ$),
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura, y

5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo α con la horizontal.

La Ecuación 1 que se presenta a continuación es usada para calcular el coeficiente K_a y la Ecuación 2 para calcular el coeficiente K_p , según Rankine es:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

K_a = Coeficiente de presión activa de tierras (adimensional)

K_p = Coeficiente de presión pasiva de tierras (adimensional)

α = Ángulo de inclinación del suelo detrás del muro

ϕ = Ángulo de fricción interna del material de relleno

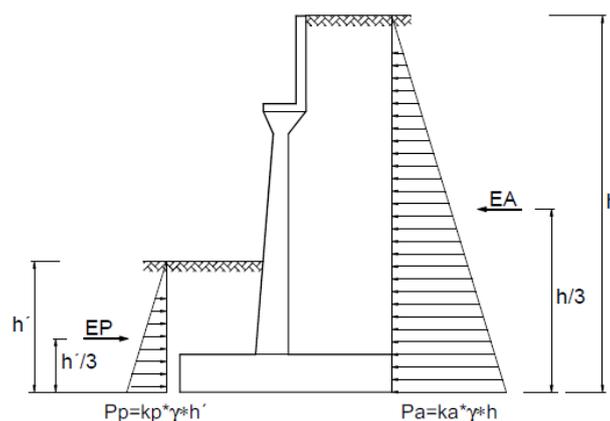


Figura 3. Empuje activo y pasivo de la teoría de Rankine.
Fuente: Braja (2001).

P_a : Es la máxima presión activa que se genera en el lleno

P_p : Es la máxima presión pasiva que se genera en el lleno

$$Ea = \frac{1}{2}ka * \gamma * h^2$$

Ecuación 3

$$Ep = \frac{1}{2}kp * \gamma * h^2$$

Ecuación 4

3.4.4 Empuje activo y pasivo de tierras (Teoría de Coulomb)

Los cálculos de la presión activa de tierra de Rankine analizados en las secciones anteriores se basaron en la suposición de que el muro era sin fricción. Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular. En esta teoría se toma en consideración la fricción del muro, según Braja (2001).

K_a = Coeficiente de presión activa de tierra de Coulomb

$$= \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi')}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Ecuación 5

Coulomb también presenta un análisis para determinar la presión pasiva de tierra que se muestra a continuación.

K_p = coeficiente de presión pasiva de Coulomb

$$= \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi')}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta') \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta') \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta') \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

Ecuación 6

Donde:

β = Inclinación del muro

ϕ = Angulo de fricción interna del material de relleno

α = Angulo de inclinación del suelo detrás del muro

3.4.5 Sobrecarga viva

Carga transitoria, carga viva aplicada a una distancia menor o igual a la mitad de la altura del muro, es una carga constante y equivalente a la que provoca una columna de tierra de altura mínima de 0.60m sobre el nivel del relleno, presión uniforme por carga viva en toda la altura del estribo (Vela, 2013). A continuación en la Tabla 1, se muestra las alturas equivalentes de acuerdo con la altura del estribo.

La sobrecarga por carga viva debe aplicarse donde se espere carga vehicular sobre la superficie del relleno dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del estribo. (CCP-14 cap. 3.4.1) En la Figura 4 se muestra la sobrecarga viva actuante generalmente en un estribo.

$$LS = K_s * h_{eq} * \gamma \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde,

LS : Sobrecarga viva

Ks : Coeficiente de empuje dinámico del sismo

heq : Altura equivalente de la sobrecarga viva

Tabla 1. Altura equivalente de sobrecarga viva

Altura del estribo (mm)	heq (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: ASI, INVIAS y MINTRANSPORTE (2014).

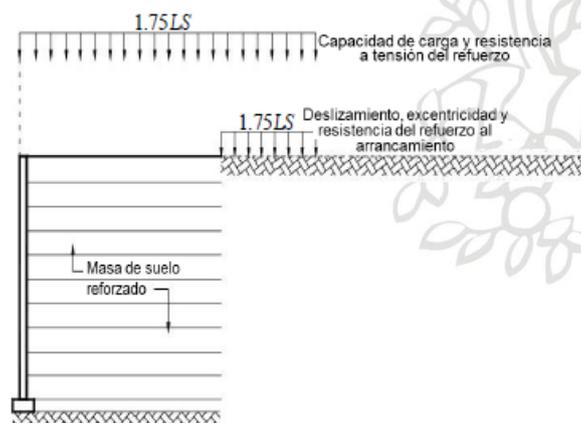


Figura 4. Sobre carga viva LS.
Fuente: ASI, INVIAS y MINTRANSPORTE (2014).

3.5 Cargas para considerar en el diseño

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva,
- El peso propio del estribo y del relleno,
- El empuje de tierras más el efecto de sobrecarga sobre el terreno,
- Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos, (N.A),
- Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

3.6 Combinaciones y factores de carga

3.6.1 Requisitos generales

Los estribos, pilas, estructuras de contención y sus cimentaciones y demás elementos de soporte deben dimensionarse para todas las combinaciones de carga aplicables especificadas en la CCP-14 artículo 3.4.1 (AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE, 2014).

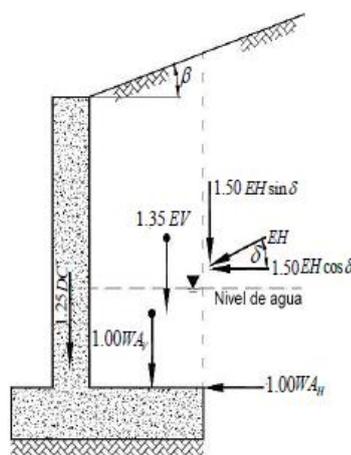


Figura 5. Aplicación típica de los factores de carga
Fuente: AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE (2014).

3.6.2 *Combinaciones de carga*

Se estipulan varias combinaciones de carga según los estados límite. A continuación, se enlistan dichas combinaciones para mayor claridad:

- Combinación de resistencia I. Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- Combinación de resistencia II. Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- Combinación de resistencia III. Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- Combinación de resistencia IV. Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- Combinación de resistencia V. Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- Combinación de evento extremo I. Combinación de cargas que incluye sismos.
- Combinación de evento extremo II. Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- Combinación de servicio I. Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

- Combinación de servicio II. Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- Combinación de servicio III. Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar las fisuras.
- Combinación de servicio IV. Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar las fisuras.
- Combinación de fatiga. Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

Tabla 2. Combinaciones de carga CCP-14.

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE (2014).

Donde, para **cargas permanentes**:

DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW: Peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones.

EH: Empuje horizontal del suelo.

EV: presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

ES: Sobrecarga de suelo

Y para **cargas transitorias**, se tiene:

LL: Carga viva vehicular

IM: Incremento de carga dinámica vehicular

CE: Fuerza centrífuga vehicular

BR: Fuerza de frenado vehicular

PL: Carga viva peatonal

LS: Sobrecarga de carga viva

3.6.3 Factores de carga

En la Tabla 3, se presentan los factores de carga de acuerdo con lo expuesto en la Norma CCP 14 (Capítulo 3.4.1) :

Tabla 3. Factores de carga CCP-14.

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DIV</i> : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• <i>AEP</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

Fuente: AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE (2014).

A continuación se muestran las combinaciones con sus correspondientes factores de carga que dependiendo de las condiciones de frontera del estribo podrían aplicar para el diseño:

Resistencia I max: $1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35EV + 1.5ES + 1.75(LL+LS)$

Resistencia I min: $0.9DC + 0.65DW + 0.9EH + 1.0EV + 0.75ES + 1.75(LL+LS)$

Resistencia III max: $1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35EV + 1.5ES$

Resistencia III min: $0.9DC + 0.65DW + 0.9EH + 1.0EV + 0.75ES$

Resistencia V max: $1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35EV + 1.5ES + 1.35(LL+LS)$

Resistencia V min: $0.9DC + 0.65DW + 0.9EH + 1.0EV + 0.75ES + 1.35(LL+LS)$

Evento extremo I max: $1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35EV + 1.5ES + 1.0(LL+LS)$

+ EQ

Evento extremo I min: $0.9DC + 0.65DW + 0.9EH + 1.0EV + 0.75ES + 1.0(LL+LS) +$

EQ

Evento extremo II max: $1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35EV + 1.5ES +$

$0.5(LL+LS)$

Evento extremo II min: $0.9DC + 0.65DW + 0.9EH + 1.0EV + 0.75ES + 0.5(LL+LS)$

4 Metodología

4.1 Diseño de estribos

4.1.1 Requisitos generales

Como caso de estudio, diseñamos el estribo del apoyo de un puente con determinadas condiciones geométricas y de cargas. Primeramente, se realizó el diseño del estribo con talón con la metodología adoptada por la empresa y seguidamente se diseñó el estribo teniendo en cuenta el criterio de diseño sísmico expuesto en la norma CCP-14 (cap.11.6.5).

El puente de estudio se determinó con ciertas características. Era recto, con una luz de 35m, un ancho de 12.4m, con una losa de concreto de 0.2m de espesor, andenes de 1m de ancho y 0.3m de espesor. El puente se diseñó en vigas metálicas en I, las vigas tienen una altura de 2,0 m.

Luego, los parámetros del estudio de suelos y las cargas transmitidas por la superestructura que se asumieron para esta investigación se muestran en la Tabla 4. Cabe mencionar que son datos representativos que no se alejan de los encontrados en la práctica, pues son datos extraídos de otros estudios realizados por la empresa en la que se desarrolló la práctica.

Tabla 4. Datos que se asumieron en el estudio.

Parámetro	Descripción	Valor
Perfil de suelo		C
F _{pga}	Factor de sitio del espectro de respuesta de aceleraciones	1.4
PGA	Coefficiente de aceleración pico del terreno en roca	0.4
Φ suelo lleno	Angulo de fricción del suelo del lleno	30°
γ lleno	Peso específico del suelo del lleno	2 ton/m ³

Φ suelo de cimentación	Angulo de fricción del suelo del lleno	27°
γ cimentación	Peso específico del suelo de cimentación	1.8 ton/m ³
RD	Reacción por peso propio de la superestructura.	51.22 ton / viga
RDC	Reacción por carga super -impuesta (Andenes, Bordillos)	8.66 ton / viga
RDW	Reacción por instalaciones e iluminación (Carpeta asfáltica, lámparas).	7.64 ton / viga
RLL	Reacción por carga viva de camión	43.35 / viga
Sx	Reacción ante el sismo en dirección X	30.38 ton / viga
Sy	Reacción ante el sismo en dirección Y	30.38 ton / viga

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de LyL Ingenieros Consultores.

En la siguiente Tabla 5, Tabla 5. se resumen los datos que se asumieron para la capacidad portante del suelo en función de la longitud de los pilotes y el diámetro.

Tabla 5. Capacidad portante del suelo (ton/m²) en función de longitud de pilotes y combinación de carga.

<i>Estribo 1 Resistencia</i>	
<i>Profundidad (m)</i>	<i>1,30m</i>
1.0	49.73
2.0	67.41
3.0	85.56
4.0	104.19
5.0	123.30
6.0	142.88
7.0	162.95
8.0	183.49
9.0	204.51
10.0	226.01
11.0	247.99
12.0	270.44
13.0	293.38
14.0	316.79
15.0	340.68
16.0	365.05
17.0	389.89
18.0	415.22

<i>Estribo 1 Evento extremo</i>	
<i>Profundidad (m)</i>	<i>1,30m</i>
1.0	100.00
2.0	135.28
3.0	171.42
4.0	208.44
5.0	246.30
6.0	285.09
7.0	324.71
8.0	365.21
9.0	406.58
10.0	448.81
11.0	491.92
12.0	535.89
13.0	580.73
14.0	626.45
15.0	673.03
16.0	720.48
17.0	768.80
18.0	817.99

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de LyL Ingenieros Consultores.

De manera similar, la Tabla 6 deja en evidencia los modulos de balasto que su asumieron para el estudio, este modulo representa una magnitud asociada a la rigidez del terreno.

Tabla 6. Modulo de balasto para los pilotes.

Diametro (m)	1.3
---------------------	-----

Desde (m)	Hasta (m)	Longitud Pilote (m)	Modulo de Balasto (Tonf/m²)
0.00	1.00	1.00	7912.10
1.00	2.00	1.00	7912.10
2.00	3.00	1.00	7912.10
3.00	4.00	1.00	7912.10
4.00	5.00	1.00	7912.10
5.00	6.00	1.00	7912.10
6.00	7.00	1.00	7912.10
7.00	8.00	1.00	7912.10
8.00	9.00	1.00	7912.10
9.00	10.00	1.00	7912.10
10.00	11.00	1.00	7912.10
11.00	12.00	1.00	7912.10
12.00	13.00	1.00	7912.10
13.00	14.00	1.00	7912.10
14.00	15.00	1.00	7912.10
15.00	16.00	1.00	7912.10
16.00	17.00	1.00	7912.10
17.00	18.00	1.00	7912.10

Valor resorte V. (tonf/m)	13464
----------------------------------	-------

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de LyL Ingenieros Consultores.

A continuación, en la Tabla 7 se presenta el cálculo de los coeficientes de presión activa (K_a) y el coeficiente de empuje dinámico del sismo (K_s) de acuerdo con las ecuaciones presentadas por Coulomb en la sección 3.4.4 de este texto.

Tabla 7. Coeficiente activo y sísmico, K_a y K_s

Empuje Sísmico (Mononobe-Okabe) CCP-14		
ϕ	30.0 °	Ángulo de Fricción del Suelo de lleno
β	0 °	Ángulo de Inclinación del terreno
β	0.00 rad	
α	90.0 °	Desde la superficie del muro que da contra el suelo con la horizontal
α	1.57 rad	
$90-\alpha$	0.00 rad	Desde la superficie del muro que da contra el suelo con la vertical
δ	0.00 rad	Ángulo de fricción suelo muro
Tipo de Suelo (Tabla 3.10.3.1-1)	C	
PGA	0.40	
F_{pga}	1.40	
kh_0	0.56	11.6.5.2.1 / 11.6.5.2.2
kh	0.28	Coefficiente sísmico de aceleración horizontal
kv	0.00	Coefficiente sísmico de aceleración vertical (0 ó $kh/2$)
θ	0.27 rad	
K_{as}	0.55	Coefficiente Sísmico de Presión Activa (M-O)
K_a	0.33	Coefficiente de Presión Activa (Coulomb)
K_s	0.21	Coefficiente de empuje dinámico del sismo

Fuente: Adaptado de LyL Ingenieros Consultores.

4.1.2 Geometría del estribo

A continuación, en la Figura 6 y Figura 7, se presentan la vista de planta y de perfil, respectivamente, del estribo.

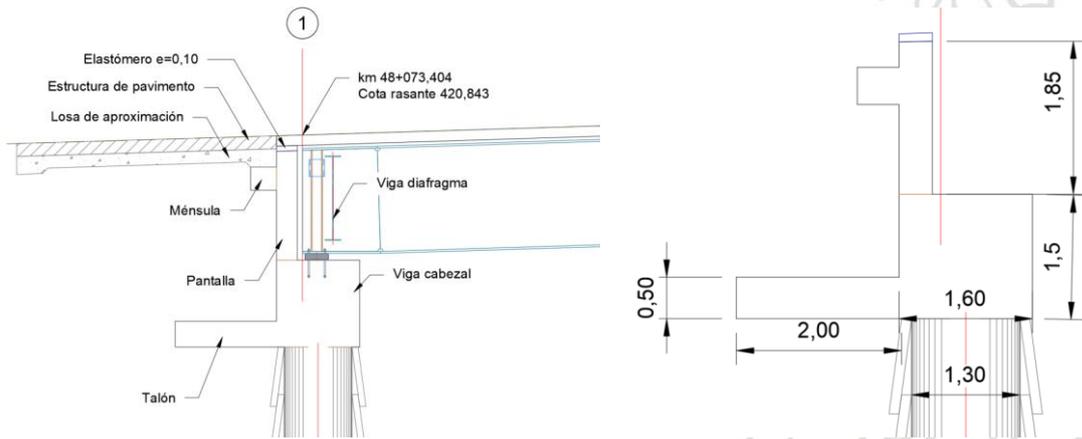


Figura 6. Perfil del estribo – geometría.

Fuente: Adaptado de LyL Ingenieros Consultores.

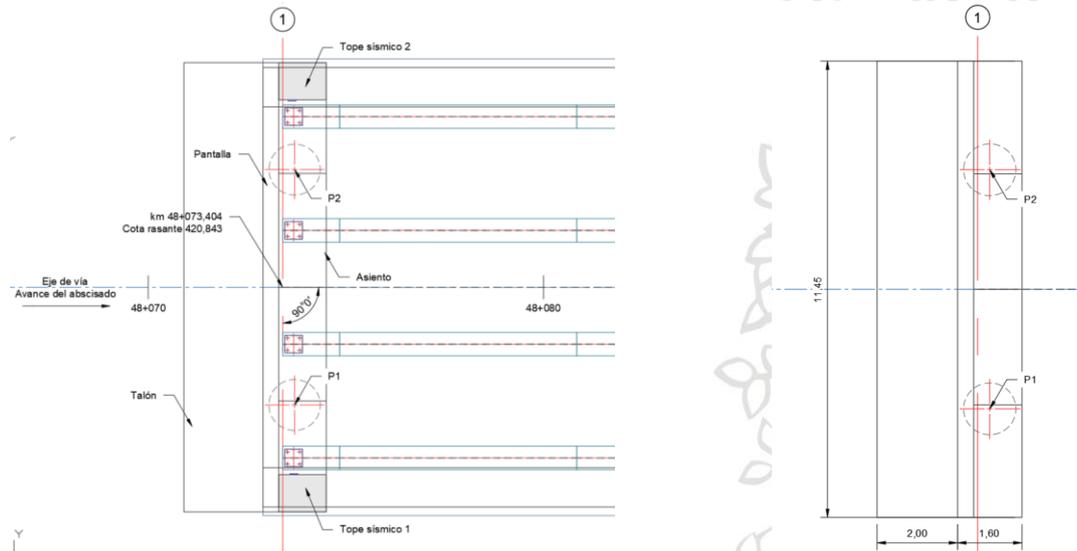


Figura 7. Planta del estribo - geometría

Fuente: Adaptado de LyL Ingenieros Consultores.

4.1.3 Diseño de estribos con Talón (Método- Empresa)

El diseño de estribos por este método se ha realizado de acuerdo con el criterio y por experiencia de parte de la empresa donde se desarrolló la práctica. Esta metodología, en el análisis y diseño sísmico de estribos, únicamente considera que la masa que se excita es el suelo de relleno, esto quiere decir que en el caso de un evento sísmico es solo el suelo quien empuja al estribo.

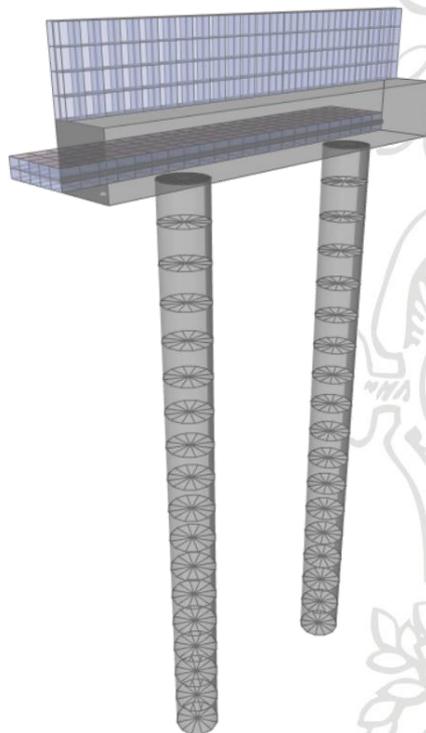


Figura 8. Modelo tridimensional SAP2000®.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.1 Patrones de carga en el modelo SAP2000

Se generaron los siguientes patrones de carga en el modelo SAP2000 que se muestran en la siguiente Figura 9.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Pasivo	Other	0	
DEAD	Dead	1	
RLL	Other	0	
Sx	Other	0	
Sy	Other	0	
EH	Other	0	
ES	Other	0	
LS	Other	0	
RD	Other	0	
RDC	Other	0	
RDW	Other	0	
Ev	Other	0	
-Sx	Other	0	
Pasivo	Other	0	

Figura 9. Patrones de carga en el modelo SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Donde,

DEAD: Peso muerto de los elementos del estribo (Pantalla, VC, talón).

RLL: Carga viva transmitida por la superestructura al estribo.

Sx: Reacción por sismo en dirección x transmitida por la superestructura al estribo.

Sy: Reacción por sismo en dirección y transmitida por la superestructura al estribo.

EH: Empuje activo del suelo de relleno.

ES: Empuje sísmico del suelo de relleno.

LS: Empuje por sobrecarga viva.

RD: Carga muerta de la superestructura que se transmite al estribo.

RDC: Carga super -impuesta de la superestructura que se transmite al estribo.

RDW: Carga de accesorios e instalaciones de la superestructura que se transmite al estribo.

Ev: Empuje vertical debido al peso del suelo de relleno.

Pasivo: Fuerza de empuje actuante del suelo sobre los pilotes.

4.1.3.2 Combinaciones y factores de carga en el modelo SAP2000

De acuerdo con la CCP-14 (Capítulo 11), el diseño de estribos se realiza por condiciones de límite de resistencia y evento extremo.

En la sección 3.6.2 y 3.6.3 se muestran las combinaciones y factores de carga. A partir de ello, en la Figura 10 se muestran las combinaciones que aplican para nuestro diseño ingresadas al modelo SAP2000.

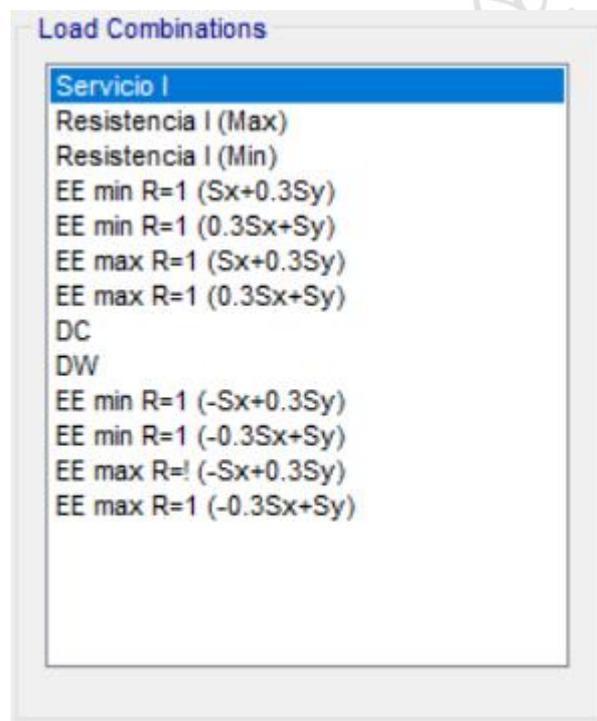


Figura 10. Combinaciones de Carga SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 8, se muestran las combinaciones de carga de servicio, resistencia y evento extremo, para cada combinación se muestran los patrones de carga con sus respectivos factores de carga que aplican.

Tabla 8. Combinaciones de carga de servicio, resistencia y evento extremo, usando SAP2000.

Combinacion	Condicion Maxima				Condicion Minima				
	Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor	Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor	
Servicio I	DC	Combination		1.					
	DC	Combination		1.					
	DW	Combination		1.					
	EH	Linear Static		1.					
	RLL	Linear Static		1.					
	Pasivo	Linear Static		1.					
	ELS	Linear Static		1.					
Ev	Linear Static		1.						
								N.A	
Resistencia I	DW	Combination		1.5	DC	Combination		0.9	
	DW	Combination		1.5	DC	Combination		0.9	
	DC	Combination		1.25	DW	Combination		0.65	
	RLL	Linear Static		1.75	RLL	Linear Static		1.75	
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9	
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.	
	ELS	Linear Static		1.75	ELS	Linear Static		1.75	
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.	
Evento Extremo Sx+0.3Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DW	Combination		1.5	DW	Combination		0.65	
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.	
	Sx	Linear Static		1.	Sx	Linear Static		1.	
	Sy	Linear Static		0.3	Sy	Linear Static		0.3	
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9	
	ESy	Linear Static		0.3	ESy	Linear Static		0.3	
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.	
Evento Extremo 0.3Sx+Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DW	Combination		1.5	DW	Combination		0.65	
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.	
	Sx	Linear Static		0.3	Sx	Linear Static		0.3	
	Sy	Linear Static		1.	Sy	Linear Static		1.	
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9	
	ESy	Linear Static		1.	ESy	Linear Static		1.	
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.	
Evento Extremo -Sx+0.3Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DW	Combination		1.5	DW	Combination		0.65	
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9	
	ESy	Linear Static		0.3	ESy	Linear Static		0.3	
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.	
	-Sx	Linear Static		1.	-Sx	Linear Static		1.	
	Sy	Linear Static		0.3	Sy	Linear Static		0.3	
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.	
Evento Extremo -0.3Sx+Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9	
	DW	Combination		1.5	DW	Combination		0.65	
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9	
	ESy	Linear Static		0.3	ESy	Linear Static		0.3	
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.	
	-Sx	Linear Static		0.3	-Sx	Linear Static		0.3	
	Sy	Linear Static		1.	Sy	Linear Static		1.	
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.	

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.3 Diseño de pantalla

Teniendo en consideración la geometría del estribo mostrada en la figura 6 y figura 7, se obtuvo una pantalla de 11.4m de ancho ($b_{pantalla}$), 1.85m de altura ($h_{pantalla}$) y 0.4m de espesor ($e_{pantalla}$).

- Empuje activo del suelo sobre la pantalla (EH)

Según Vela (2013), el efecto del empuje activo del suelo sobre la pantalla se determina con la siguiente ecuación, entonces:

$$EH = \gamma^* (h_{pantalla}) * Ka$$

$$EH = 2\text{ton/m}^3 * 1.85\text{m} * 0.3$$

$$EH = 1.11 \text{ ton/m}^2$$

Se ingresaron los empujes al modelo como se muestra en la siguiente Figura 11. Al respecto, cabe mencionar que el empuje activo es mayor en la parte inferior y disminuye gradualmente superior de la pantalla, esto porque el empuje activo es directamente proporcional a la profundidad.

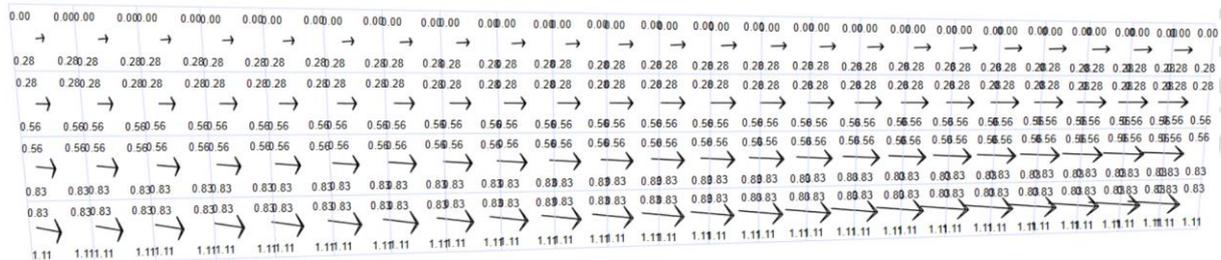


Figura 11. Empuje activo sobre la pantalla, se usó SAP200

Fuente: Elaboración propia.

- Efecto del empuje sísmico en la pantalla (ES)

Según Vela (2013), el empuje sísmico sobre la pantalla se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$ES = \gamma^* (h_{pantalla} + h_{vc}) * Ks$$

$$ES = 2\text{ton/m}^3 * (1.85 + 1.5) \text{ m} * 0.2$$

$$ES = 1.34 \text{ ton/m}^2$$

En la Figura 12, se ingresa el empuje sísmico sobre la pantalla en el modelo, cabe mencionar que el empuje sísmico es mayor en la parte superior de la pantalla y disminuye gradualmente hacia la parte inferior de la pantalla. Esto porque el empuje sísmico es inversamente proporcional a la profundidad.

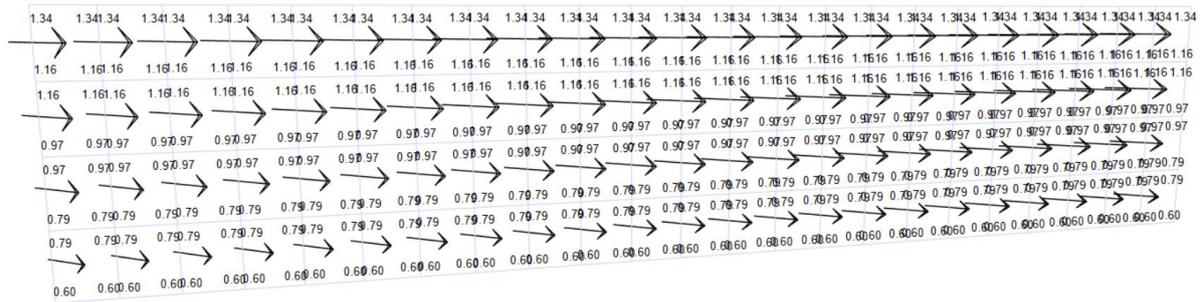


Figura 12. Empuje sísmico sobre la pantalla, usando SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

- Efecto por empuje de la sobrecarga viva en la pantalla (LS)

Vela (2013) expone en su texto que, para calcular el empuje por sobrecarga viva primeramente calculamos la altura equivalente (h_{eq}). De esta manera y atendiendo a la Tabla 1, Tabla 1. para alturas equivalentes se realizó la siguiente interpolación:

Tabla 9. Altura equivalente para sobrecarga viva

Altura del Estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE (2014).

$$h_{eq} = 0.6 + \frac{0.3 \times (6 - 3.35)}{3} = 0.87$$

Ahora,

$$LS = \gamma^* h_{eq} * K_a$$

$$LS = 2 \text{ ton/m}^3 * 0.87 \text{ m} * 0.3$$

$$LS = 0.522 \text{ ton/m}^2$$

Luego, el empuje por sobrecarga viva sobre la pantalla se ingresó al modelo, como se observa en la Figura 13. Es importante mencionar que el empuje por sobrecarga viva es constante en toda la altura de la pantalla.

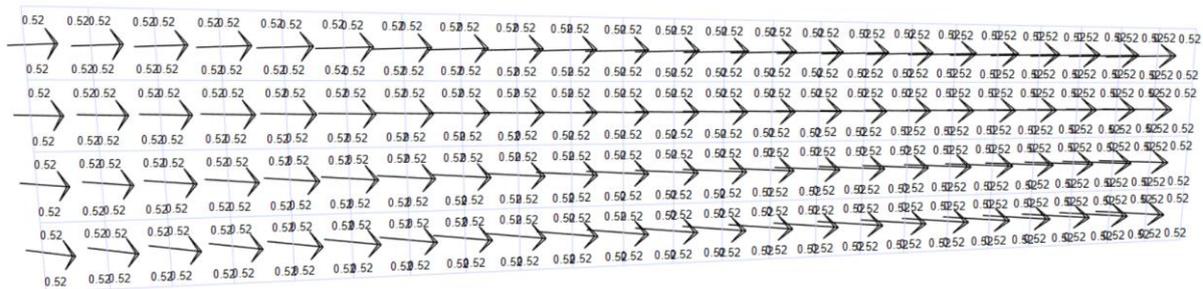


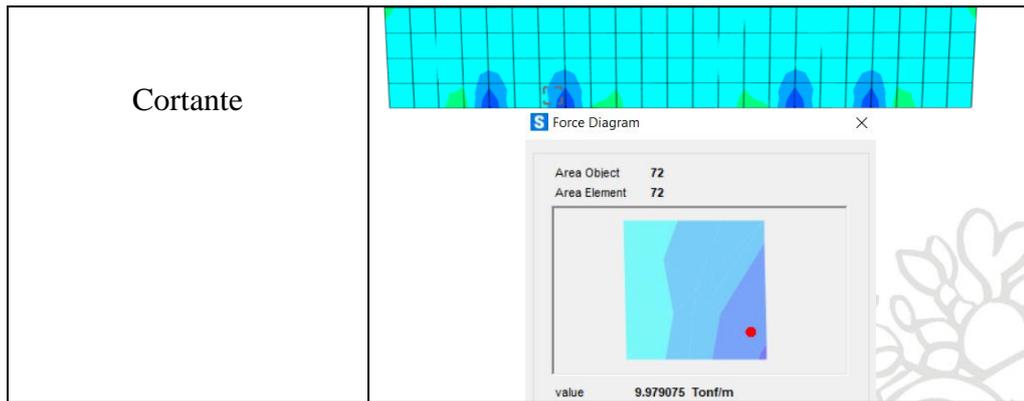
Figura 13. Sobrecarga viva sobre la pantalla, usando SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

La pantalla se diseña a flexión y cortante, por tanto, obtenemos del modelo los momentos máximos, tanto en sentido vertical como horizontal para la condición más desfavorable de acuerdo con las combinaciones de diseño. En la Tabla 10 se muestran los momentos y fuerza cortante máximos en la pantalla para las combinaciones de carga.

Tabla 10. Momentos y cortante actuantes en la pantalla, con SAP2000

	Momentos y cortantes generados en la pantalla
<p>Momento – sentido vertical Por combinación de resistencia máxima</p>	<p>Force Diagram</p> <p>Area Object 72 Area Element 72</p> <p>value 5.727387 Tonf-m/m</p>
<p>Momento – sentido horizontal Por combinación de resistencia máxima</p>	<p>Force Diagram</p> <p>Area Object 73 Area Element 73</p> <p>value 4.586239 Tonf-m/m</p>



Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 11, se muestra el refuerzo de la pantalla. Como datos de entrada se puede observar las especificaciones del concreto utilizado, el recubrimiento libre, la geometría de la pantalla y el refuerzo se obtiene a partir de los momentos máximos encontrados anteriormente en la Tabla 10.

Tabla 11. Diseño del Refuerzo de la pantalla.

Refuerzo vertical – Cara Posterior			Refuerzo horizontal – Cara Posterior		
DISEÑO PANTALLA			DISEÑO PANTALLA		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.40 m	Altura de la viga	h	0.40 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
M _d	6.87 ton-m	Momento de diseño	M _d	5.69 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	5.61		K	4.64	
ρ _{mín}	0.0018	Cuantía Mínima	ρ _{mín}	0.0018	Cuantía Mínima
ρ _{req}	0.0018	Cuantía Requerida	ρ _{req}	0.0018	Cuantía Requerida
As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.29 cm ²	Área de la barra	Ab	1.29 cm ²	Área de la barra
Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	17.92 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	17.92 cm	Espaciamiento calculado
S	15.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	15.00 cm	Espaciamiento dispuesto
Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m			Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m		
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.35 m	Altura efectiva de la viga	d	0.35 m	Altura efectiva de la viga
φ*Vc	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ*Vc	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño
		Cumple			Cumple
Refuerzo vertical – Cara Anterior			Refuerzo horizontal – Cara Anterior		

DISEÑO PANTALLA			DISEÑO PANTALLA		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.40 m	Altura de la viga	h	0.40 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
M _u	6.80 ton-m	Momento de diseño	M _u	3.00 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	5.55		K	2.45	
ρ _{Min}	0.0018	Cuantía Mínima	ρ _{Min}	0.0018	Cuantía Mínima
ρ _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida	ρ _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida
As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.99 cm ²	Área de la barra	Ab	1.29 cm ²	Área de la barra
Cant	4 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	27.64 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	17.92 cm	Espaciamiento calculado
S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto
Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m			Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m		
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.35 m	Altura efectiva de la viga	d	0.35 m	Altura efectiva de la viga
φ ^{*Vc}	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ ^{*Vc}	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño
		Cumple			Cumple

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores

4.1.3.4 Diseño de Viga cabezal

De acuerdo con la geometría del estribo mostrada en la figura 6 y figura 7 la viga cabezal tiene 1.6m de ancho (b_{vc}), 1.5m de altura (h_{vc}) y 11.4m de longitud (l_{vc}).

- Empuje activo del suelo sobre la viga cabezal (EH)

Los empujes en la viga cabezal se ingresan como cargas distribuidas linealmente en el modelo. Vela (2013) afirma que el empuje activo sobre la viga cabezal se calcula con la siguiente ecuación:

$$EH = 0.5 * \gamma * Ka * (2 * h_{pantalla} + h_{vc}) * h_{vc}$$

$$EH = 0.5 * 2\text{ton/m}^3 * 0.3 (2 * 1.85\text{m} + 1.5) \text{m} * 1.5\text{m}$$

$$EH = 2.34\text{ton/m}$$

En la Figura 14, se ingresa el empuje activo a la viga cabezal en el modelo.

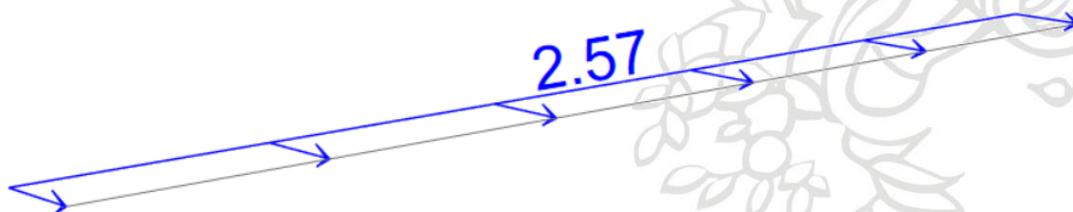


Figura 14. Empuje activo sobre la viga cabezal, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

- Efecto del empuje sísmico en la viga cabezal (ES)

El empuje sísmico sobre la viga cabezal se puede calcular con la ecuación que se presenta en seguida (Vela, 2013).

$$ES = \gamma * hvc * Ks * hvc/2$$

$$ES = 2\text{ton/m}^3 * 1.5\text{m} * 0.2 * 1.5\text{m}/2$$

$$ES = 0.45 \text{ ton/m}$$

En la Figura 15, Figura 15. se ingresa el empuje sísmico distribuido linealmente sobre la viga cabezal en el modelo

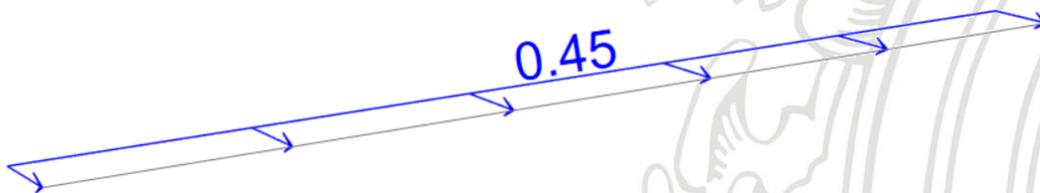


Figura 15. Empuje sísmico sobre la viga cabeza, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

- Efecto por empuje de la sobrecarga viva en la viga cabezal (LS)

El empuje sísmico sobre la viga cabezal se puede calcular como sigue, según Vela (2013).

$$ES = \gamma * heq * Ka * hvc$$

$$ES = 2\text{ton/m}^3 * 0.87\text{m} * 0.3 * 1.5\text{m}$$

$$ES = 0.78 \text{ ton/m}$$

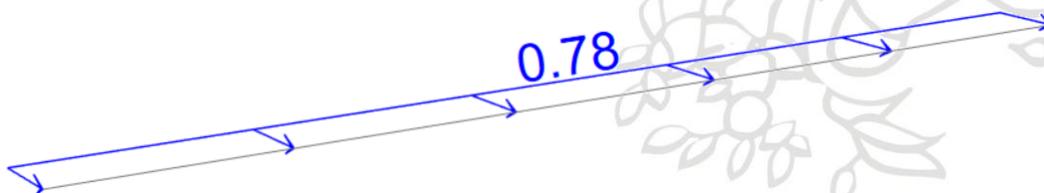


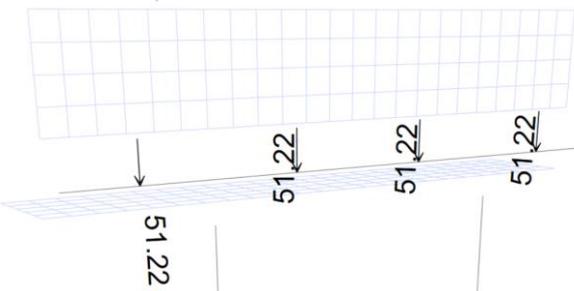
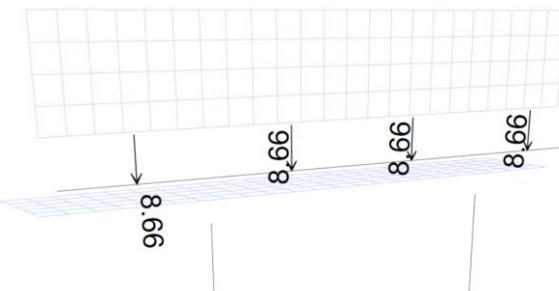
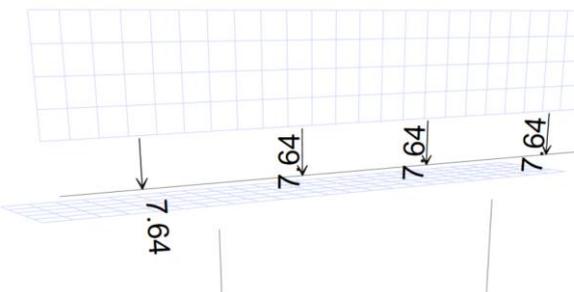
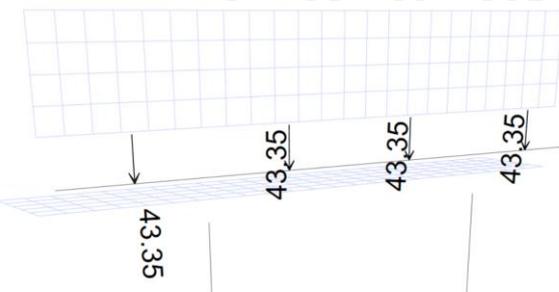
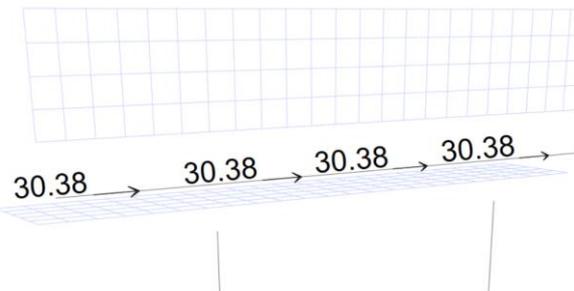
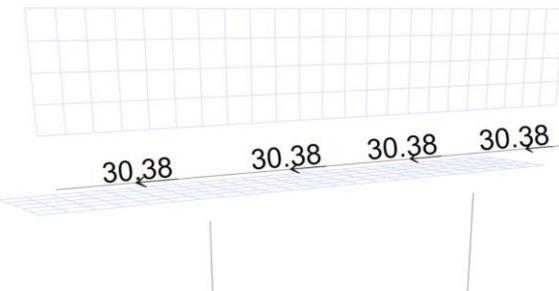
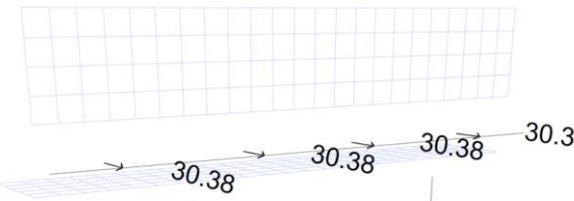
Figura 16. Sobrecarga viva sobre la viga cabezal, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

- Efecto por cargas transferidas de la superestructura a la viga cabezal

Se muestran en la Tabla 12, las cargas puntuales ingresadas al modelo por efecto de la superestructura; estas cargas puntuales se tomaron de la Tabla 4 (datos que se asumieron).

Tabla 12. Cargas puntuales actuantes en el estribo debido a la superestructura SAP2000

<p style="text-align: center;">RD</p> 	<p style="text-align: center;">RDC</p> 
<p style="text-align: center;">RDW</p> 	<p style="text-align: center;">RLL</p> 
<p style="text-align: center;">Sx</p> 	<p style="text-align: center;">- Sx</p> 
<p style="text-align: center;">Sy</p> 	

Fuente: Elaboración propia.

Ahora, en las siguientes Figuras 17,18 y 19 se muestra el cortante, momento, y torsión máxima respectivamente en dirección vertical actuante en la viga cabezal.

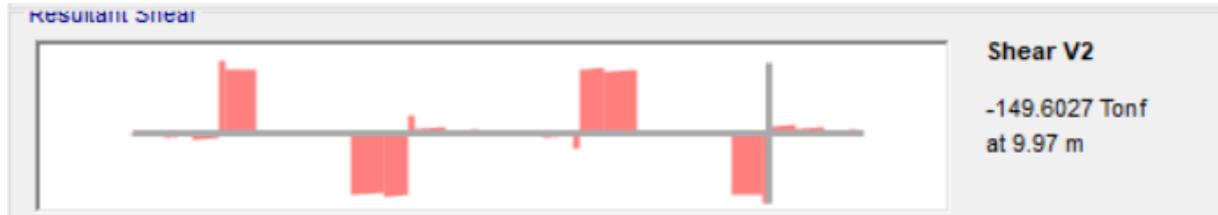


Figura 17. Cortante de diseño por combinación de Resistencia máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

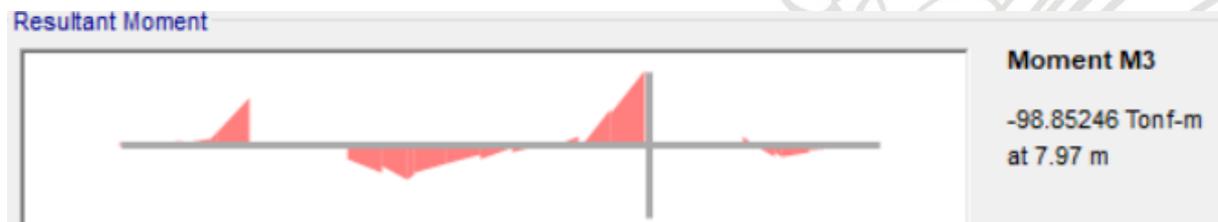


Figura 18. Momento de diseño por combinación de evento extremo máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

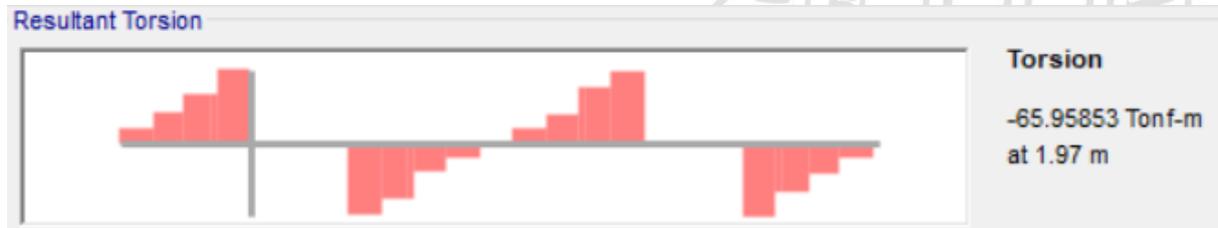


Figura 19. Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Las Figuras 20, 21 y 22 muestran el cortante, el momento y la torsión máxima, respectivamente, en dirección horizontal actuante en la viga cabezal.

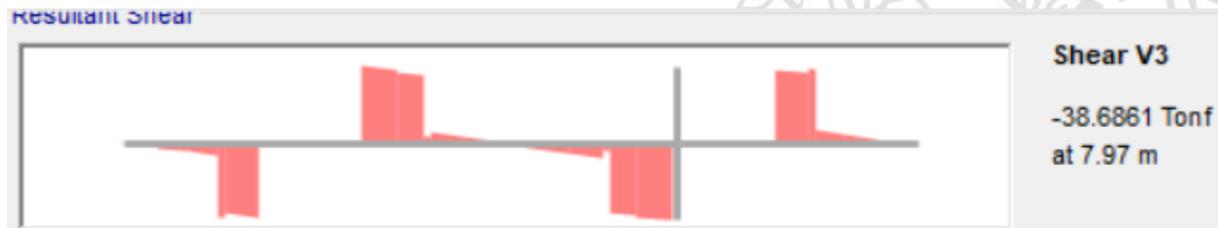


Figura 20. Cortante de diseño por combinación de evento extremo máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.



Figura 21. Momento de diseño por combinación de evento extremo máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

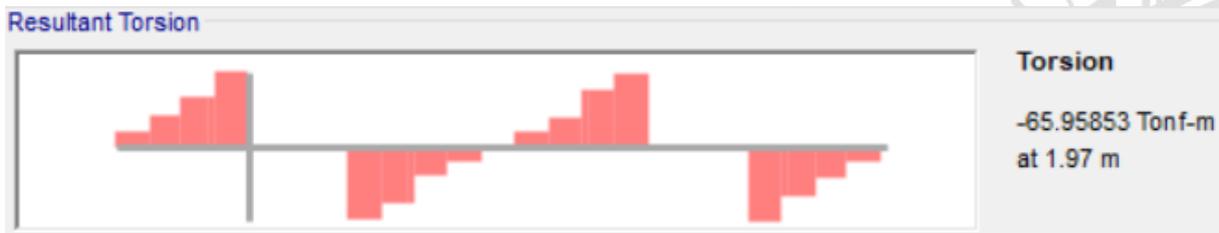


Figura 22. Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

El diseño del refuerzo de la viga cabezal se muestra en la siguiente Tabla 13. Como datos de entrada se pueden observar, el ancho y altura de la viga cabezal, la resistencia y el tipo de concreto, la fluencia del acero, el recubrimiento libre, y también los esfuerzos encontrados anteriormente en las Figuras 17 a 22.

Tabla 13. Diseño del Refuerzo de la viga cabezal.

DISEÑO VIGAS REFORZADAS		
b (m)	1.60	Ancho de la viga
h (m)	1.50	Altura de la viga
f_c (kg/cm ²)	28	Resistencia compresión concreto
Tipo concreto	Concreto normal	Tipo de concreto
λ	1	
f_y (kg/cm ²)	420	Fluencia acero de refuerzo
ϕ	0.90	Factor de reducción flexión
r (m)	0.05	Recubrimiento libre
f_r (Mpa)	3.28	Módulo de rotura (CCP-14 5.4.2.6)
REFUERZO DE VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN VERTICAL)		
Tu (ton-m)	65.96	Torsión de diseño
Vu (ton)	149.62	Cortante de diseño
Mu- (ton-m)	98.86	Momento de diseño negativo
Mu+ (ton-m)	49.58	Momento de diseño positivo

4.1.3.5 Diseño de talón

- Empuje vertical del suelo de relleno sobre el talón

El empuje del suelo de relleno se puede calcular con la siguiente ecuación y se ingresa en el modelo como una carga distribuida sobre el área del talón como se muestra en la Figura 23.

$$EV = H_{\text{relleno}} * \gamma$$

$$EV = 3.35 \text{ m} * 2 \text{ ton/m}^3$$

$$EV = 6.7 \text{ ton/m}^2$$

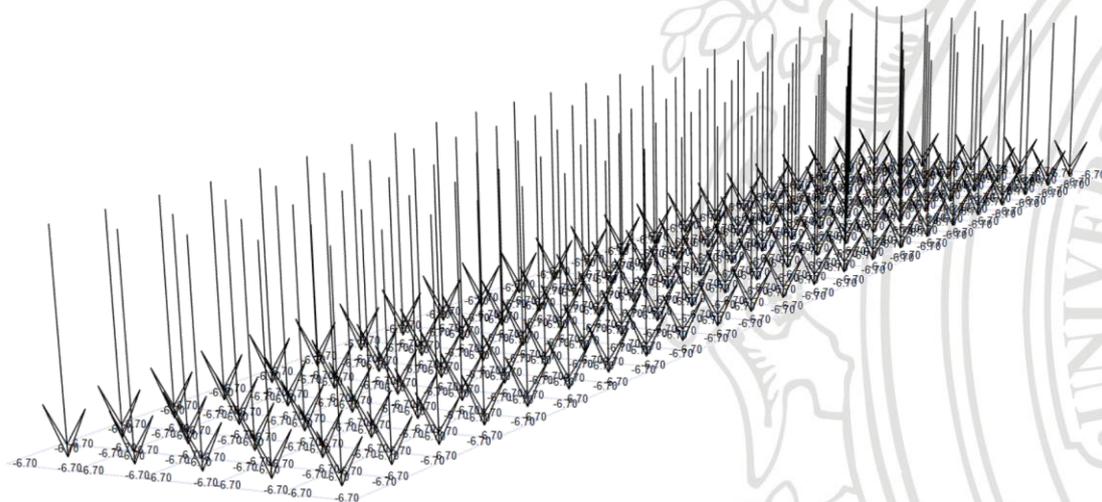


Figura 23. Empuje vertical debido al lleno sobre el talón, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Ahora, al talón se le ingresaron los módulos de balasto vertical del suelo representado por medio de resortes (o springs). Estos resortes le generan al talón la confinamiento del suelo y nos permite conocer la reacción del suelo por efecto de los empujes. Se asumió el módulo de balasto vertical del suelo como $K_v * B = 500 \text{ ton/m}^2$. Dicho lo anterior, se muestran los módulos de balasto ingresados en el talón, Figura 24.

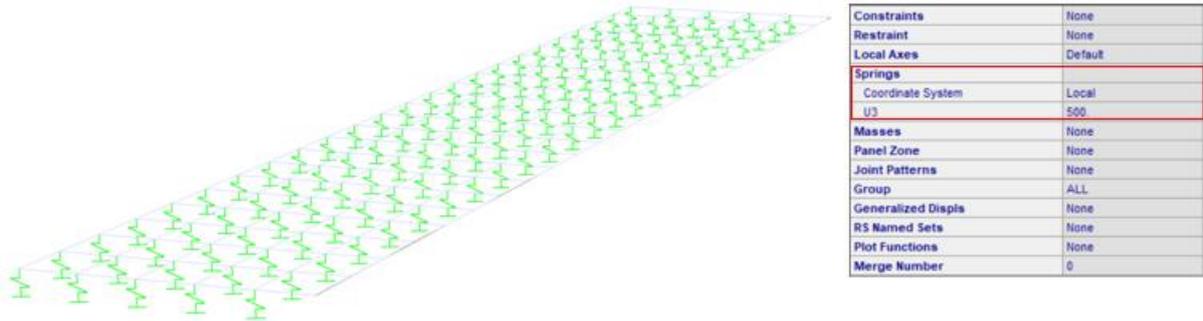


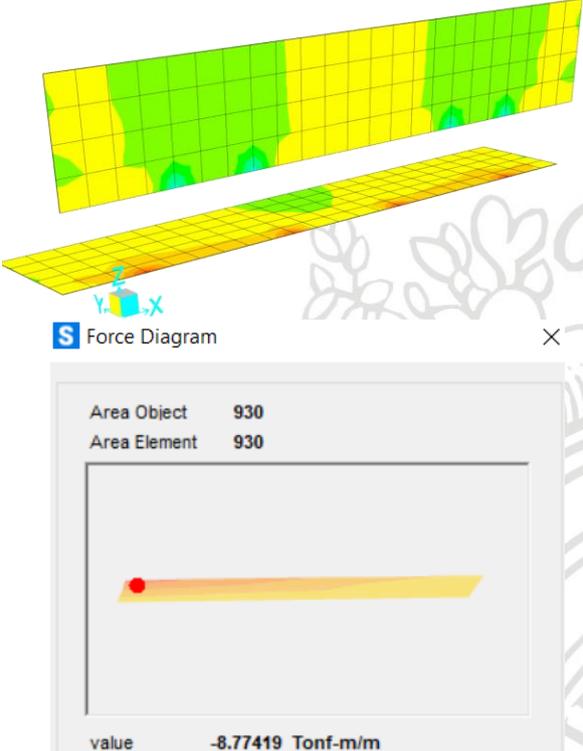
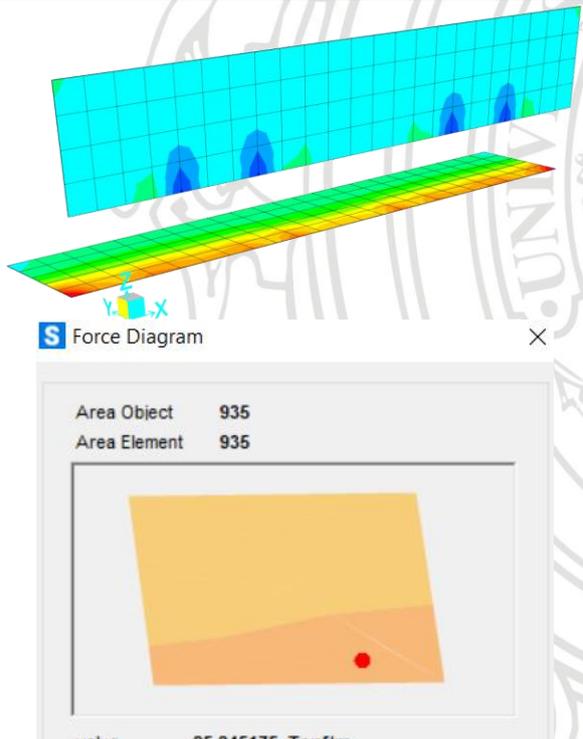
Figura 24. Módulos de balasto en el talón, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Se obtuvieron del modelo los valores máximos de momento y cortante para proceder con el cálculo del refuerzo, Tabla 14.

Tabla 14. Momentos y cortantes actuantes en el talón, con SAP2000

Combinación	Momento y cortante en el talon
<p>Momento Máximo sobre el eje x Resistencia I máx.</p>	<p>Force Diagram</p> <p>Area Object 940 Area Element 940</p> <p>value -18.666107 Tonf-m/m</p>

<p>Momento Máximo sobre el eje y Resistencia I máx.</p>	
<p>Cortante máxima por Resistencia I máx.</p>	

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 15, se presenta el diseño del refuerzo del talón. Como datos de entrada se puede observar la resistencia del concreto utilizado, la fluencia del acero de refuerzo, el recubrimiento libre, la geometría del talón. El diseño del refuerzo se obtiene a partir de los

momentos máximos encontrados anteriormente en la Tabla 14 y también de chequear el cortante.

Tabla 15. Diseño del Refuerzo de acero del talón

Refuerzo en dirección Y Cara Posterior			Refuerzo en dirección X Cara Posterior		
DISEÑO TALÓN			DISEÑO TALÓN		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.50 m	Altura de la viga	h	0.50 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
Mu	18.70 ton-m	Momento de diseño	Mu	8.80 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	9.23		K	4.35	
P Min	0.0018	Cuantía Mínima	P Min	0.0018	Cuantía Mínima
P Req	0.0025	Cuantía Requerida	P Req	0.0018	Cuantía Requerida
As	11.19 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	9.00 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5	Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5
Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	5 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	17.79 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	22.11 cm	Espaciamiento calculado
S	15.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.45 m	Altura efectiva de la viga	d	0.45 m	Altura efectiva de la viga
φ*Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ*Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño
		Cumple			Cumple
Refuerzo en dirección Y Cara anterior			Refuerzo en dirección X Cara anterior		
DISEÑO TALÓN			DISEÑO TALÓN		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.50 m	Altura de la viga	h	0.50 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
Mu	18.70 ton-m	Momento de diseño	Mu	8.80 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	9.23		K	4.35	
P Min	0.0018	Cuantía Mínima	P Min	0.0018	Cuantía Mínima
P Req	0.0025	Cuantía Requerida	P Req	0.0018	Cuantía Requerida
As	11.19 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	9.00 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5	Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5
Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	5 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	17.79 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	22.11 cm	Espaciamiento calculado
S	15.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.45 m	Altura efectiva de la viga	d	0.45 m	Altura efectiva de la viga
φ*Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ*Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño
		Cumple			Cumple

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores

4.1.3.6 Diseño de Pilotes

Para el diseño de pilotes primeramente calculamos el coeficiente de presión pasiva del suelo de acuerdo con la ecuación de Coulomb presentada en la sección 3.4.4 del presente informe, se muestran a continuación en la Figura 25, la fuerza pasiva actuante en los pilotes a diferentes profundidades.

EJE-1	
Ángulo de fricción interna ϕ (°)	27
Peso específico (ton/m ³)	1.80
Inclinación paramento α (°)	90
Inclinación Lleno β (°)	0
Ángulo de fricción suelo-muro δ (°)	18.00
Kp	4.75

Datos pilote	
Diámetro ϕ (m)	1.30

#	Prof. (m)	Pasivo (ton)
0	0	0.00
1	-1	11.13
2	-2	22.25
3	-3	33.38
4	-4	44.50
5	-5	55.63
6	-6	66.75
7	-7	77.88
8	-8	89.00
9	-9	100.13
10	-10	111.25
11	-11	122.38
12	-12	133.50
13	-13	144.63
14	-14	155.75
15	-15	166.88
16	-16	178.00
17	-17	189.13

Figura 25. Presión pasiva del suelo sobre los pilotes

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

Se procedió a generarle confinamiento a los pilotes de acuerdo con la tabla 6 de los módulos de balasto. Al modelo se le ingresó este confinamiento mediante resortes (o springs) en dirección X y Y; en el fondo del pilote también se agrega el módulo de balasto vertical. En la Figura 26, se muestra el valor de los springs en toda la longitud de los pilotes.

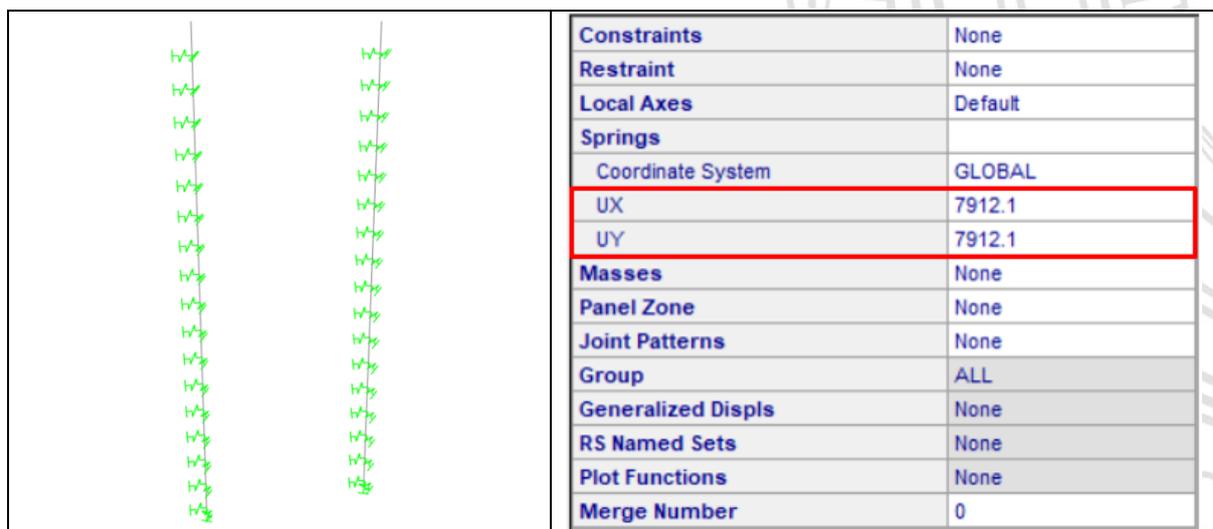


Figura 26. Módulos de balasto en los pilotes, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

El chequeo de estabilidad del estribo se realizó por combinación de carga de servicio.

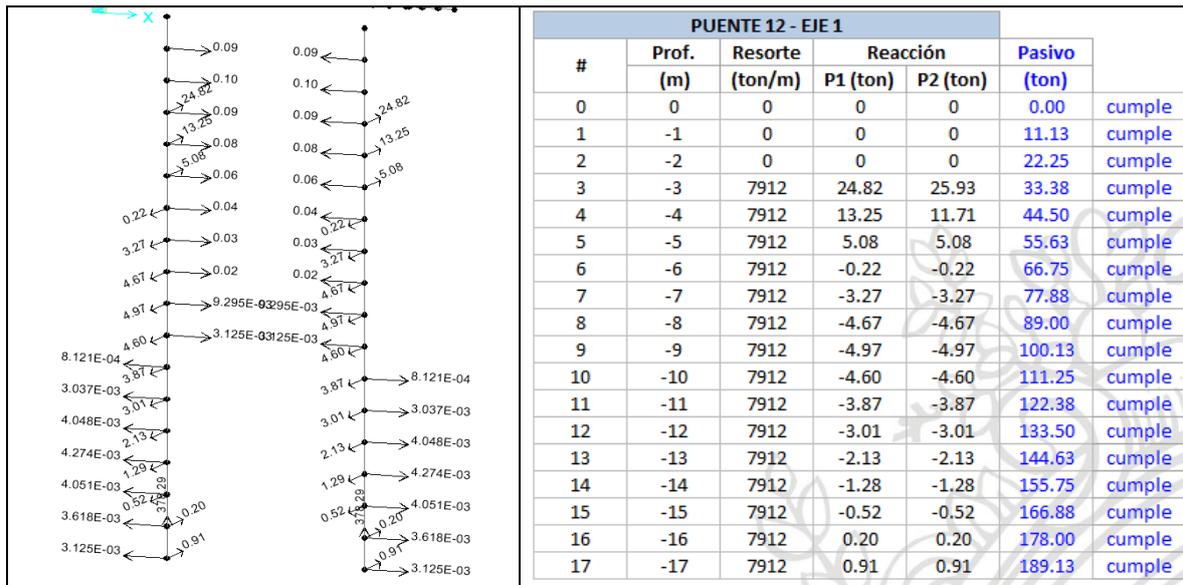
Este chequeo se considera aceptable cuando la reacción en los resortes es menor a la fuerza

pasiva del suelo, por el contrario, si la reacción es superior a la fuerza pasiva del suelo se procede quitando el resorte y poniendo la fuerza pasiva en dirección contraria al empuje del estribo, como se muestra a continuación, Tabla 16.

Tabla 16. Chequeo de estabilidad de los pilotes por combinación de servicio

		PUENTE 12 - EJE 1				
#	Prof. (m)	Resorte (ton/m)	Reacción		Pasivo (ton)	
			P1 (ton)	P2 (ton)		
0	0	0	0	0	0.00	cumple
1	-1	7912	32.89	32.89	11.13	no cumple
2	-2	7912	20.78	20.78	22.25	cumple
3	-3	7912	11.44	11.44	33.38	cumple
4	-4	7912	4.77	4.77	44.50	cumple
5	-5	7912	0.38	0.38	55.63	cumple
6	-6	7912	-2.21	-2.21	66.75	cumple
7	-7	7912	-3.45	-3.45	77.88	cumple
8	-8	7912	-3.80	-3.80	89.00	cumple
9	-9	7912	-3.58	-3.58	100.13	cumple
10	-10	7912	-3.05	-3.05	111.25	cumple
11	-11	7912	-2.41	-2.41	122.38	cumple
12	-12	7912	-1.76	-1.76	133.50	cumple
13	-13	7912	-1.16	-1.16	144.63	cumple
14	-14	7912	-0.62	-0.62	155.75	cumple
15	-15	7912	-0.14	-0.14	166.88	cumple
16	-16	7912	0.30	0.30	178.00	cumple
17	-17	7912	0.72	0.72	189.13	cumple

		PUENTE 12 - EJE 1				
#	Prof. (m)	Resorte (ton/m)	Reacción		Pasivo (ton)	
			P1 (ton)	P2 (ton)		
0	0	0	0	0	0.00	cumple
1	-1	0	0	0	11.13	cumple
2	-2	7912	32.48	32.48	22.25	no cumple
3	-3	7912	19.32	19.32	33.38	cumple
4	-4	7912	9.55	9.55	44.50	cumple
5	-5	7912	2.83	2.83	55.63	cumple
6	-6	7912	-1.37	-1.37	66.75	cumple
7	-7	7912	-3.65	-3.65	77.88	cumple
8	-8	7912	-4.57	-4.57	89.00	cumple
9	-9	7912	-4.60	-4.60	100.13	cumple
10	-10	7912	-4.11	-4.11	111.25	cumple
11	-11	7912	-3.37	-3.37	122.38	cumple
12	-12	7912	-2.55	-2.55	133.50	cumple
13	-13	7912	-1.76	-1.76	144.63	cumple
14	-14	7912	-1.02	-1.02	155.75	cumple
15	-15	7912	-0.35	-0.35	166.88	cumple
16	-16	7912	0.27	0.27	178.00	cumple
17	-17	7912	0.88	0.88	189.13	cumple



Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

Se estabilizó a los 3 m de profundidad, cuando las reacciones por combinación de servicio fueron menores al empuje pasivo actuante en el pilote

Posteriormente, se realizó el chequeo por capacidad portante, en la Tabla 17 se encuentra la capacidad portante del suelo para el estado límite de resistencia y evento extremo. En la Tabla 18 se muestran las reacciones en el fondo del pilote por las combinaciones de carga de resistencia y evento extremo.

Tabla 17. Capacidad portante del suelo por estado límite de resistencia y evento extremo

Estribo 1 Resistencia		Estribo 1 Evento extremo	
Profundidad (m)	1,30m	Profundidad (m)	1,30m
1.0	49.73	1.0	100.00
2.0	67.41	2.0	135.28
3.0	85.56	3.0	171.42
4.0	104.19	4.0	208.44
5.0	123.30	5.0	246.30
6.0	142.88	6.0	285.09
7.0	162.95	7.0	324.71
8.0	183.49	8.0	365.21
9.0	204.51	9.0	406.58
10.0	226.01	10.0	448.81
11.0	247.99	11.0	491.92
12.0	270.44	12.0	535.89
13.0	293.38	13.0	580.73
14.0	316.79	14.0	626.45
15.0	340.68	15.0	673.03
16.0	365.05	16.0	720.48
17.0	389.89	17.0	768.80
18.0	415.22	18.0	817.99

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

Tabla 18. Reaccion vertical del suelo ante cargas axiales que bajan por los pilotes

Pilotes	Longitud Pilote (m)	Combinación	Reacción (Ton)	Chequeo
Pilote 1	17	Resistencia I (Max)	378.29	cumple
		Resistencia I (Min)	308.28	cumple
		EE min R=1 (Sx+0.3Sy)	188.84	cumple
		EE min R=1 (0.3Sx+Sy)	166.24	cumple
		EE max R=1 (Sx+0.3Sy)	258.84	cumple
		EE max R=1 (0.3Sx+Sy)	236.25	cumple
		EE min R=1 (-Sx+0.3Sy)	124.28	cumple
		EE min R=1 (-0.3Sx+Sy)	146.87	cumple
		EE max R=1 (-Sx+0.3Sy)	194.28	cumple
		EE max R=1 (-0.3Sx+Sy)	216.88	cumple
Pilote 2	17	Resistencia I (Max)	378.29	cumple
		Resistencia I (Min)	308.28	cumple
		EE min R=1 (Sx+0.3Sy)	124.28	cumple
		EE min R=1 (0.3Sx+Sy)	146.87	cumple
		EE max R=1 (Sx+0.3Sy)	194.28	cumple
		EE max R=1 (0.3Sx+Sy)	216.88	cumple
		EE min R=1 (-Sx+0.3Sy)	188.84	cumple
		EE min R=1 (-0.3Sx+Sy)	166.24	cumple
		EE max R=1 (-Sx+0.3Sy)	258.84	cumple
		EE max R=1 (-0.3Sx+Sy)	236.25	cumple

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

De la Tabla 18, se entiende que la carga más desfavorable por resistencia máxima en ambos pilotes es de 378.29 ton y por evento extremo de 258 ton, por tanto, comparando con la Tabla 17 de capacidad portante, se concluye que los pilotes deben tener una longitud mínima de 17 m.

En la Figura 27, se presenta el momento máximo generado en los pilotes, los momentos también condicionan la longitud del pilote, en el diseño se necesita que los momentos en el fondo del pilote sean cero o cercanos a cero.



Figura 27. Momento máximo en los pilotes por Evento extremo, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

De manera similar, en la Figura 28, se presenta la cuantía mínima requerida en toda la longitud de los pilotes.

4.1.4 Diseño de estribos con Talón (Considerando el criterio 11.6.5 de CCP-14)

El diseño de estribos por este método difiere del anterior debido a que este considera que la masa del estribo también se excita en caso de un evento sísmico y por consiguiente la norma CCP-14 (sec. 11.6.5) expone ciertos requisitos a cumplir. Además, analizaremos la fricción que existe entre el suelo de cimentación y el talón.

Según la norma CCP-14 (sección 11.6.5) “La fuerza lateral total aplicada al muro debida al sismo y presión de tierra, debe determinarse considerando el efecto combinado de PAE y PIR”, donde:

$$PIR = Kh(Ww + Ws) \quad \text{Ecuación 8}$$

$$PAE = Y x h x Ks \quad \text{Ecuación 9}$$

$$Kh = \frac{1}{2} Kho \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde,

PAE = Fuerza dinamica lateral debida a la presion de tierras

PIR = Fuerza horizontal debida a la fuerza sismica de la masa del muro

Kh = Coeficiente de aceleracion sismica horizontal

Ww = Peso del muro

Ws = Peso del suelo que esta inmediatamente encima del muro incluyendo el talon del muro.

En la Norma CCP 14 se explica que “Para investigar la estabilidad del muro considerando el efecto combinado de PAE y PIR y considerando que estos no son concurrentes, los siguientes dos casos deben ser evaluados” (AIS, INVIAS y MINTRANSPORTE, 2014), sean:

- Combinar el 100% de la presión sísmica de tierras PAE con el 50% de la fuerza inercial del muro PIR y,

- Combinar el 50% de PAE pero no con menos que la fuerza de presión activa estática con el 100% de la fuerza inercial PIR.

A continuación, se presentan Sx1 y Sx2 que representan las anteriores combinaciones del criterio 11.6.5, seguidamente se ingresan a las combinaciones de evento extremo descritas en la sección 3.6 para evaluar este criterio.

$$Sx1 = PIR + 0.5PAE$$

$$Sx2 = 0.5PIR + PAE$$

4.1.4.1 Patrones de carga en el modelo SAP2000

Se generaron los siguientes patrones de carga en el modelo SAP2000, Figura 29.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
RLL	Other	0	
Sx	Other	0	
Sy	Other	0	
EH	Other	0	
ES	Other	0	
LS	Other	0	
Pasivo	Other	0	
RDC	Other	0	
RDC	Other	0	
RDW	Other	0	
RDW	Other	0	
-Sx	Other	0	
Kh x W	Other	0	
Ev	Other	0	
Fr	Other	0	

Figura 29. Patrones de carga con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Donde,

Kh x W: Inercia sísmica horizontal de la masa del estribo

Fr: Fuerza de fricción entre el talón y el suelo de relleno

4.1.4.2 Combinaciones de carga generadas al modelo

Las combinaciones utilizadas para nuestro diseño se muestran a continuación, Figura 30.

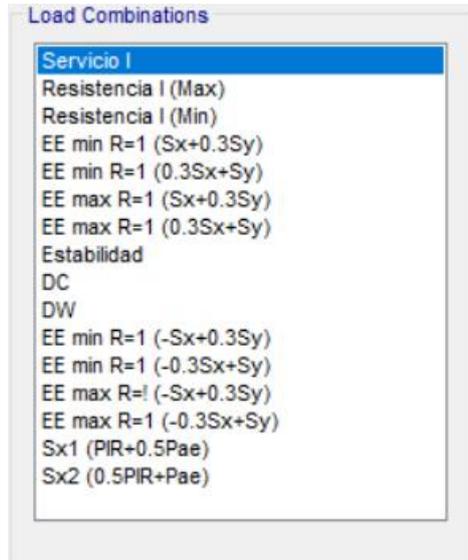


Figura 30. Combinaciones de Carga con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 20, se muestran las combinaciones de carga de servicio, resistencia y evento extremo, para cada combinacion se muestran los patrones de carga con sus respectivos factores de carga que aplican.

Tabla 20. Combinaciones de carga de servicio, resistencia y evento extremo en SAP2000

Combinacion	Condicion Maxima				Condicion Minima			
	Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor	Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
Servicio I	DC	Combination		1.				
	DW	Combination		1.				
	EH	Linear Static		1.				
	RLL	Linear Static		1.				
	Pasivo	Linear Static		1.				
	ELS	Linear Static		1.				
	Ev	Linear Static		1.				
	Fr	Linear Static		1.				
Resistencia I	DW	Combination		1.5	DC	Combination		0.9
	DC	Combination		1.25	DW	Combination		0.65
	RLL	Linear Static		1.75	RLL	Linear Static		1.75
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.
	ELS	Linear Static		1.75	ELS	Linear Static		1.75
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.
Evento Extremo Sx+0.3Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9
	DW	Combination		1.5	DW	Combination		0.65
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9
	Sx1 (PIR+0.5Pae)	Combination		0.3	Sx1 (PIR+0.5Pae)	Combination		0.3
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.
	Sx	Linear Static		1.	Sx	Linear Static		1.
	Sy	Linear Static		0.3	Sy	Linear Static		0.3
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.

	Fr	Linear Static		1.				

	Fr	Linear Static	Mode	Scale Factor	Fr	Linear Static	Mode	Scale Factor
Evento Extremo 0.3Sx+Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9
	DW	Combination		1.25	DW	Combination		0.65
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9
	Sx2 (0.5PIR+Pae)	Combination		1.	Sx2 (0.5PIR+Pae)	Combination		1.
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.
	Sx	Linear Static		0.3	Sx	Linear Static		0.3
	Sy	Linear Static		1.	Sy	Linear Static		1.
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.
	Fr	Linear Static		1.	Fr	Linear Static		1.
	Fr	Linear Static		1.	Fr	Linear Static		1.
Evento Extremo -Sx+0.3Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9
	DW	Combination		1.25	DW	Combination		0.65
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9
	Sx2 (0.5PIR+Pae)	Combination		0.3	Sx2 (0.5PIR+Pae)	Combination		0.3
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.
	-Sx	Linear Static		0.3	-Sx	Linear Static		0.3
	Sy	Linear Static		1.	Sy	Linear Static		1.
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.
	Fr	Linear Static		1.	Fr	Linear Static		1.
	Fr	Linear Static		1.	Fr	Linear Static		1.
Evento Extremo -0.3Sx+Sy	DC	Combination		1.25	DC	Combination		0.9
	DW	Combination		1.5	DW	Combination		0.65
	EH	Linear Static		1.5	EH	Linear Static		0.9
	Sx1 (PIR+0.5Pae)	Combination		1.	Sx1 (PIR+0.5Pae)	Combination		1.
	Pasivo	Linear Static		1.	Pasivo	Linear Static		1.
	-Sx	Linear Static		0.3	-Sx	Linear Static		0.3
	Sy	Linear Static		1.	Sy	Linear Static		1.
	Ev	Linear Static		1.35	Ev	Linear Static		1.
	Fr	Linear Static		1.	Fr	Linear Static		1.
	Fr	Linear Static		1.	Fr	Linear Static		1.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.3 Diseño de pantalla

Los empujes de la pantalla son exactamente iguales a los presentados en la sección 4.1.3.3, a excepción del empuje generado por el peso propio de la pantalla que estaremos analizando en esta sección de acuerdo con lo dispuesto en la sección 11.6.5 de la CCP 14.

Teniendo en cuenta la geometría de la pantalla calculamos W_w , W_s , K_{ho} , K_h , W y W_x .

$$W_w = V_{pantalla} * \gamma_{concreto} \quad \text{Ecuación 11}$$

$$W_s = V_{lleno} * \gamma_{suelo} \quad \text{Ecuación 12}$$

$$K_{ho} = F_{pga} * PGA \quad \text{Ecuación 13}$$

$$K_h = 0.5 * K_{ho} \quad \text{Ecuación 14}$$

$$W = W_w + W_s \quad \text{Ecuación 15}$$

Haciendo uso de las ecuaciones 11 a 15, se obtienen los siguientes resultados.

$$W_w = 20.24 \text{ ton}$$

$$W_s = 137.82 \text{ ton}$$

$$K_{ho} = 0.56$$

$$K_h = 0.28$$

$$W = 7.37 \text{ ton/m}^2$$

$$W * K_h = 2.03 \text{ ton/m}^2$$

En la Figura 31, se puede observar el empuje $W * K_h$ ingresado sobre la pantalla en el modelo en SAP2000. Este empuje es constante en toda la altura de la pantalla.

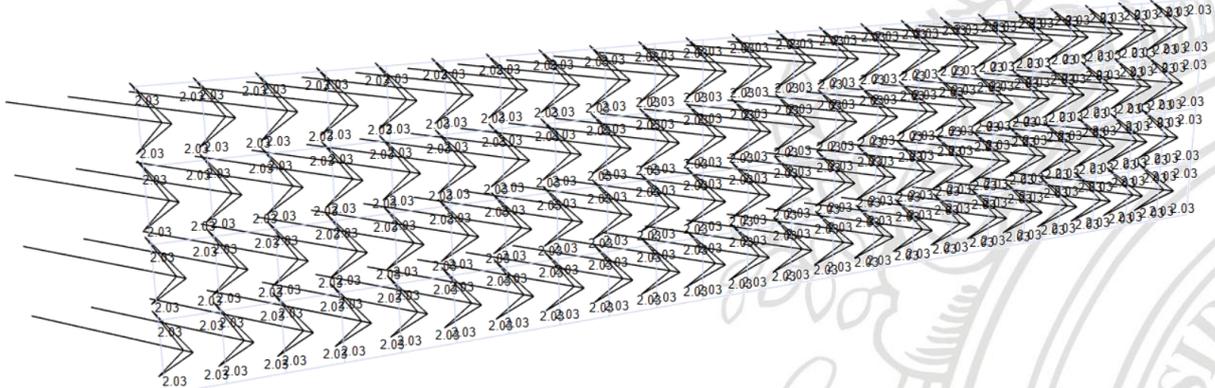


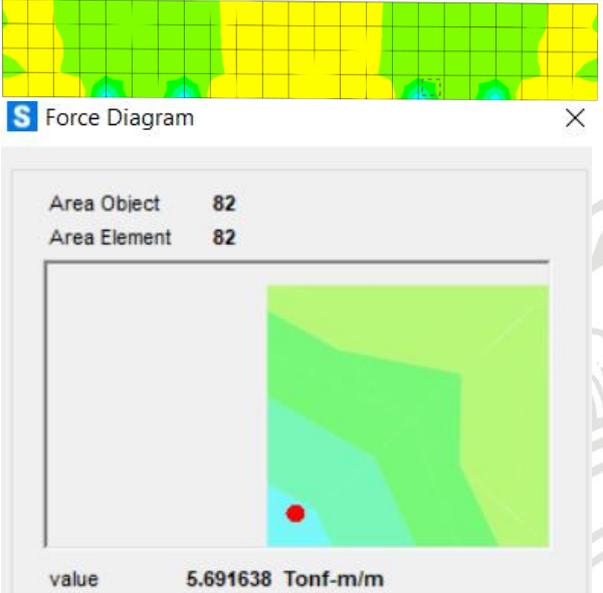
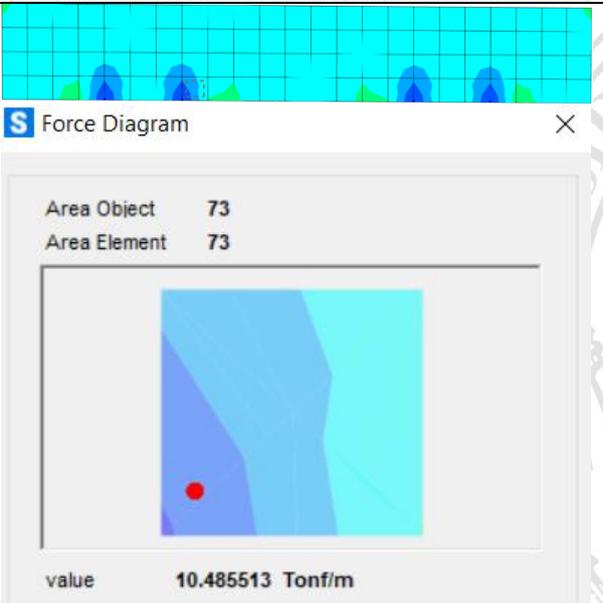
Figura 31. Empuje por peso propio de la pantalla y lleno, SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 21, se muestran los momentos y cortantes actuantes en la pantalla.

Tabla 21. Momentos y cortante actuantes en la pantalla con SAP2000

<p>Momento – sentido vertical Por combinación de Evento extremo</p>	<p>Momentos y cortantes generados en la pantalla</p> <p>S Force Diagram</p> <p>Area Object 82 Area Element 82</p> <p>value 6.877839 Tonf-m/m</p>
---	--

<p>Momento – sentido horizontal Por combinacion de resistencia máxima</p>	
<p>Cortante</p>	

Fuente: Elaboración propia.

Ahora, en la Tabla 22 se puede evidenciar el refuerzo de la pantalla, como datos de entrada se puede observar la resistencia del concreto utilizado, el recubrimiento libre, la geometría de la pantalla, el refuerzo se obtiene a partir de los momentos máximos encontrados anteriormente en la Tabla 21.

Tabla 22. Diseño del Refuerzo de la pantalla

Refuerzo vertical – Cara Posterior			Refuerzo horizontal – Cara Posterior		
DISEÑO PANTALLA			DISEÑO PANTALLA		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.40 m	Altura de la viga	h	0.40 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
M _U	6.87 ton-m	Momento de diseño	M _U	5.69 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	5.61		K	4.64	
P _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima	P _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima
P _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida	P _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida
As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.29 cm ²	Área de la barra	Ab	1.29 cm ²	Área de la barra
Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	17.92 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	17.92 cm	Espaciamiento calculado
S	15.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	15.00 cm	Espaciamiento dispuesto
Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m			Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m		
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.35 m	Altura efectiva de la viga	d	0.35 m	Altura efectiva de la viga
φ*Vc	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ*Vc	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple
Refuerzo vertical – Cara Anterior			Refuerzo horizontal – Cara Anterior		
DISEÑO PANTALLA			DISEÑO PANTALLA		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.40 m	Altura de la viga	h	0.40 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
M _U	6.80 ton-m	Momento de diseño	M _U	3.00 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	5.55		K	2.45	
P _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima	P _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima
P _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida	P _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida
As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	7.20 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.99 cm ²	Área de la barra	Ab	1.29 cm ²	Área de la barra
Cant	4 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	6 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	27.64 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	17.92 cm	Espaciamiento calculado
S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto
Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m			Refuerzo horizontal 3 cm ² por metro horizontal en altura Barras horizontales #4 cada 0.24m		
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.35 m	Altura efectiva de la viga	d	0.35 m	Altura efectiva de la viga
φ*Vc	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ*Vc	27.94 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

4.1.4.4 Diseño de Viga cabezal

Los empujes de la viga cabezal son exactamente iguales a los presentados en la sección 4.1.3.4, a excepción del empuje generado por el peso propio de la viga cabezal más el talón que estaremos analizando en esta sección de acuerdo con el criterio 11.6.5 de la norma CCP-14.

Teniendo en cuenta la geometría de la viga cabezal y el talón calculamos W_{vc} , $W_{talón}$, W_w , W_s , W y $W \times Kh$.

$$W_{vc} = A_{vc} * \gamma_{concreto} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$W_{talón} = A_{talón} * \gamma_{concreto} \quad \text{Ecuación 17}$$

$$W_s = A_{lleno} * \gamma_{lleno} \quad \text{Ecuación 18}$$

$$W_w = W_{vc} + W_{talón} \quad \text{Ecuación 19}$$

$$W = W_w + W_s \quad \text{Ecuación 20}$$

Haciendo uso de las anteriores ecuaciones 16 a 20, se obtuvieron los siguientes resultados.

$$W_{vc} = 5.76 \text{ ton/m}$$

$$W_{talón} = 2.34 \text{ ton/m}$$

$$W_s = 3.9 \text{ ton/m}$$

$$W_w = 8.1 \text{ ton/m}$$

$$W = 12 \text{ ton/m}$$

$$W * K_h = 3.36 \text{ ton/m}$$

En ese sentido, en la Figura 32 se muestra el empuje $W * K_h$ distribuido sobre la viga cabezal ingresado en el modelo en SAP2000.

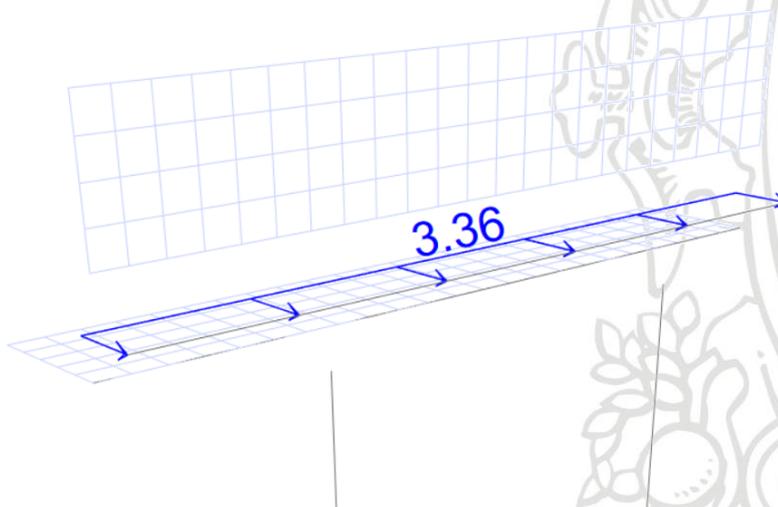


Figura 32. Empuje por peso propio de la viga cabezal, talón y el lleno, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

En las siguientes figuras 33 a 35 se muestra el cortante, el momento, y la torsión máxima en dirección vertical actuante en la viga cabezal.



Figura 33. Cortante de diseño por combinación de Resistencia máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.



Figura 34. Momento de diseño por combinación de evento extremo máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.



Figura 35. Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Igualmente, en las siguientes figuras, de la 36 a 38, se presenta el cortante, el momento, y la torsión máxima en dirección horizontal actuante en la viga cabezal.



Figura 36. Cortante de diseño por combinación de Evento extremo máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.



Figura 37. Momento de diseño por combinación de evento extremo máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

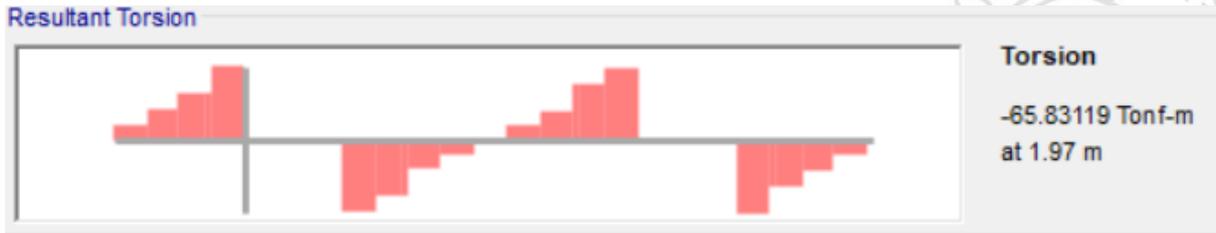


Figura 38. Torsión de diseño por combinación de Resistencia máx., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

El diseño de refuerzo de la viga cabezal se encuentra en la siguiente Tabla 23. Como datos de entrada se pueden observar, el ancho y altura de la viga cabezal, la resistencia y el tipo de concreto, la fluencia del acero, el recubrimiento libre, y también los esfuerzos encontrados anteriormente en las Figuras 33 a 38.

Tabla 23. Diseño del Refuerzo de la viga cabezal

DISEÑO VIGAS REFORZADAS						
b (m)	1.60	Ancho de la viga				
h (m)	1.50	Altura de la viga				
F'c (kg/cm ²)	28	Resistencia compresión concreto				
Tipo concreto	Concreto normal	Tipo de concreto				
λ	1					
fy (kg/cm ²)	420	Fluencia acero de refuerzo				
φ	0.90	Factor de reducción flexión				
r (m)	0.05	Recubrimiento libre				
fr (Mpa)	3.28	Módulo de rotura (CCP-14 5.4.2.6)				
REFUERZO DE VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN VERTICAL)						
Tu (ton-m)	65.96	Torsión de diseño				
Vu (ton)	149.62	Cortante de diseño				
Mu- (ton-m)	99.80	Momento de diseño negativo				
Mu+ (ton-m)	49.58	Momento de diseño positivo				
NEGATIVO (c.s.)			POSITIVO (c-i)			
d (m)	1.425	Altura efectiva de la viga	d (m)	1.425	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	
1.33*Mu (ton.m)	132.73	Momento de diseño	1.33*Mu (ton.m)	65.94	Momento de diseño	
m	17.65		m	17.65		
K	3.07		K	1.53		
ρ _{min}	0.00109	Cuántia mínima	ρ _{min}	0.0005	Cuántia mínima	
ρ	0.00082	Cuántia diseño	ρ	0.0004	Cuántia diseño	
ρ _{escogida}	0.00109	Cuántia escogida	ρ _{escogida}	0.0005	Cuántia escogida	
A _{s,calculada} (cm ²)	24.88	Área de refuerzo requerida	A _{s,calculada} (cm ²)	12.30	Área de refuerzo requerida	
# Barra	8	Número de la barra	# Barra	8	Número de la barra	
Cant. barras _{cal}	5	Cantidad de barras calculadas	Cant. barras _{cal}	5	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{usc}	5	Cantidad de barras utilizadas	Cant. barras _{usc}	5	Cantidad de barras utilizadas	
A _{s,utilizada} (cm ²)	25.35	Área de refuerzo usada	A _{s,utilizada} (cm ²)	25.35	Área de refuerzo usada	Cumple
ρ _{utilizado}	0.0011	Cuántia utilizada	ρ _{utilizado}	0.0011	Cuántia utilizada	Cumple
S _{max} (m)	0.37	Control agrietamiento	S _{max} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.36	Separación calculada	Scalc (m)	0.36	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación dispuesta	S (m)	0.30	Separación dispuesta	Cumple
CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO						
ρ _{whitney} (cm)	2.80	Área del bloque de Whitney	ρ _{whitney} (cm)	2.80	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.85	Altura de la zona a compresión	c (cm)	0.85	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0060		c/d	0.0060		Cumple
E _c	0.499		E _c	0.499		Cumple
φ*Mn (ton-m)	135.21	Momento resistente de la sección	φ*Mn (ton-m)	135.21	Momento resistente de la sección	Cumple

ÁREA TOTAL DE REFUERZO COLOCADA				TORSIÓN			
A total req (cm ² /cm)	0.0697	Área total requerida		φ	0.9	Factor de reducción	
A total disp (cm ² /cm)	0.0792	Área total colocada		Acp (cm ²)	24000		
REFUERZO DE PIEL				Pcp (cm)	620		Requiere refuerzo
As calculado (cm ²)	9.48	Requerido	Control de agrietamiento por medio de la distribución del refuerzo (CCP14-5.7.3.3.4)	Tcr (ton-m)	36.87	Momento torsor crítico	
# Barra	5	Número de la barra		Xo (mm)	1590		
Cant. barras cal	5	Cantidad de barras calculadas		Yo (mm)	1490		
Cant. barras esc	6	Cantidad de barras utilizadas	Usar refuerzo a Torsión	Ach (mm ²)	2369100		
As utilizado	11.94	Área de acero dispuesta		Ph (mm)	6160		
CORTANTE				Ao (mm ²)	2013735		
φ	0.90	Factor de reducción a cortante		Az/s (mm ² /mm)	0.43		
φVc (ton)	184.59	Resistencia del concreto		Al (cm ² /m)	26.69	Área de refuerzo requerida	
φVs requerido (ton)	0.00	Resistencia del acero requerida	No requiere estribos - Usar refuerzo mínimo	# Barra:	8		
φVs máximo (ton)	716.64	Resistencia del acero máxima		Cantidad de barras calculadas	6		
φVs mínimo (ton)	71.82	Resistencia del acero mínima		Cantidad de barras utilizadas	6		
φVs utilizado (ton)	71.82	Resistencia del acero utilizada		Separación en cada cara	0.35	m	
# Barra	4	Número de la barra		Área solicitada por torsión y cortante	0.87	(mm ² /mm)	
# Ramas	4	Número de ramas		Colocado por cortante	1.72	(mm ² /mm)	Cumple
Av (cm ²)	5.16	Área de refuerzo usada		Área Colocada por Torsión y flexión	52.04	(cm ²)	
Scalc (m)	0.30	Separación calculada	Cumple	mínimo de torsión	3.75	(mm ² /mm)	
S (m)	0.30	Separación escogida		el mínimo tiene que ser mayor	4.00	(mm ² /mm)	

REFUERZO VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN HORIZONTAL)			
Tu (ton-m)	65.83	Torsión de diseño	
Vu (ton)	47.60	Cortante de diseño	
Mu- (ton-m)	15.31	Momento de diseño negativo	
Mu+ (ton-m)	26.85	Momento de diseño positivo	

NEGATIVO				POSITIVO			
d (m)	1.529	Altura efectiva de la viga		MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)	1.33*Mu (ton.m)	35.71	Momento de diseño	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	20.36	Momento de diseño		m	17.65		
K	0.41			K	0.72		
ρ _{min}	0.00014	Cuántía mínima		ρ _{min}	0.00025	Cuántía mínima	
ρ	0.00011	Cuántía diseño		ρ	0.00019	Cuántía diseño	
ρ _{escogida}	0.00014	Cuántía escogida		ρ _{escogida}	0.00025	Cuántía escogida	
As calculado (cm ²)	3.53	Área de refuerzo requerida		As calculado (cm ²)	6.19	Área de refuerzo requerida	
# Barra	5	Número de la barra		# Barra	5	Número de la barra	
Cant. barras cal	2	Cantidad de barras calculadas		Cant. barras cal	4	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras esc	7	Cantidad de barras utilizadas	Reemplazar Refuerzo de Piel	Cant. barras esc	7	Cantidad de barras utilizadas	Reemplazar Refuerzo de Piel
As utilizado (cm ²)	13.93	Área de refuerzo usada	Cumple	As utilizado (cm ²)	13.93	Área de refuerzo usada	Cumple
ρ _{utilizado}	0.0006	Cuántía utilizada	Cumple	ρ _{utilizado}	0.0006	Cuántía utilizada	Cumple
S _{util} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple	S _{util} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.24	Separación calculada	Cumple	Scalc (m)	0.24	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.24	Separación dispuesta	Cumple	S (m)	0.24	Separación dispuesta	Cumple
CHEQUES DE RESISTENCIA Y SERVICIO				CHEQUES DE RESISTENCIA Y SERVICIO			
B _{whitney} (cm)	1.54	Área del bloque de Whitney		B _{whitney} (cm)	1.54	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.47	Altura de la zona a compresión		c (cm)	0.47	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0031		Cumple	c/d	0.0031		Cumple
E _s	0.976		Cumple	E _s	0.976		Cumple
φMn (ton-m)	80.11	Momento resistente de la sección	Cumple	φMn (ton-m)	80.11	Momento resistente de la sección	Cumple

CORTANTE			
φ	0.90	Factor de reducción a cortante	
φVc (ton)	198.06	Resistencia del concreto	
φVs requerido (ton)	0.00	Resistencia del acero requerida	No requiere estribos - Usar refuerzo mínimo
φVs máximo (ton)	768.94	Resistencia del acero máxima	
φVs mínimo (ton)	77.06	Resistencia del acero mínima	
φVs utilizado (ton)	77.06	Resistencia del acero utilizada	
# Barra	4	Número de la barra	
# Ramas	4	Número de ramas	
Av (cm ²)	5.16	Área de refuerzo usada	
Scalc (m)	0.30	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación escogida	

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

4.1.4.5 Diseño de talón

El diseño de talón se realiza al igual que en el método anterior, al igual que lo empujes, a excepción de que en esta sección se realiza el análisis de la fuerza de fricción que se genera por el roce entre el talón y el suelo. La fuerza de fricción la podemos calcular de la siguiente manera.

$$Fr = \mu * N \quad \text{Ecuación 21}$$

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \varphi\right) \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde,

Fr : Fuerza de fricción

μ : Coeficiente de fricción del suelo

N : Fuerza normal

φ : Angulo de fricción del suelo de cimentación

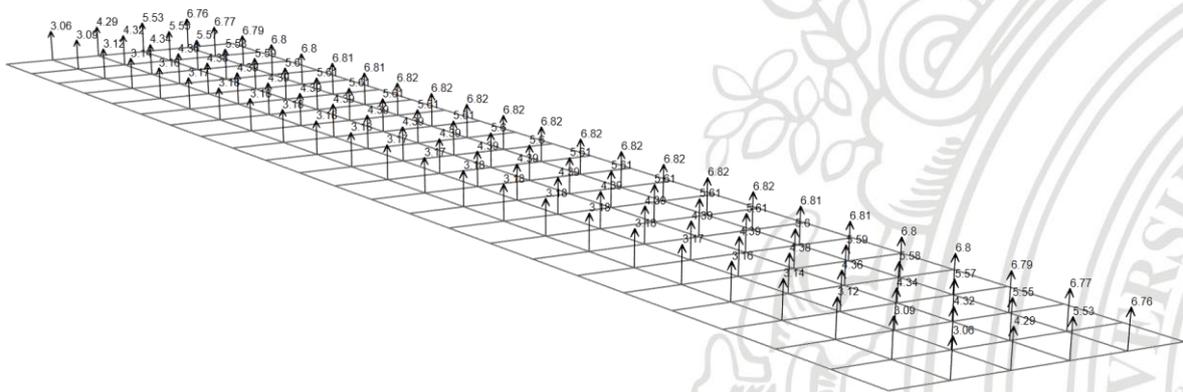


Figura 39. Reacciones en el talon por combinacion de resistencia max., con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con las reacciones obtenidas del modelo para la combinación de carga promedio más desfavorable, Figura 39, la normal es igual a $N = 6.51 \text{ ton}$.

Ahora,

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \times 45^\circ\right) = 0.577$$

Por tanto,

$$Fr = 0.577 \times 6.51 \text{ ton}$$

$$Fr = 3.75 \text{ ton}$$

$$Fr = 0.34 \text{ ton/m}$$

La fuerza de fricción se ingresa al talón distribuida linealmente así, Figura 40.

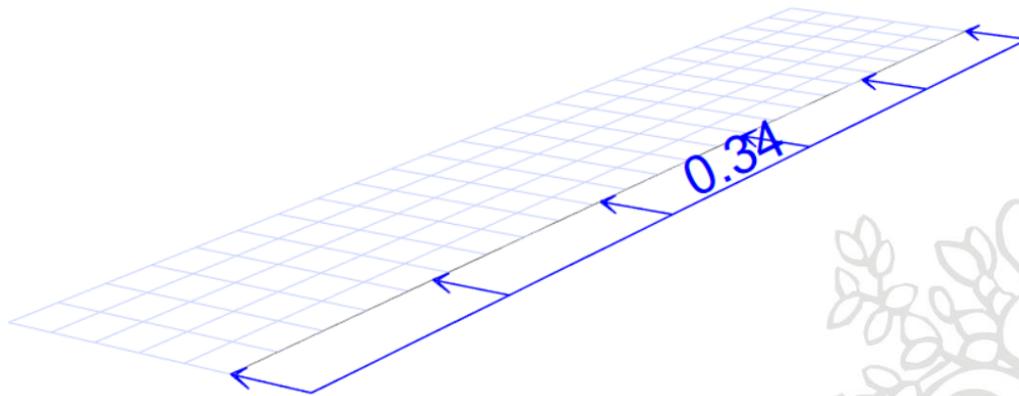


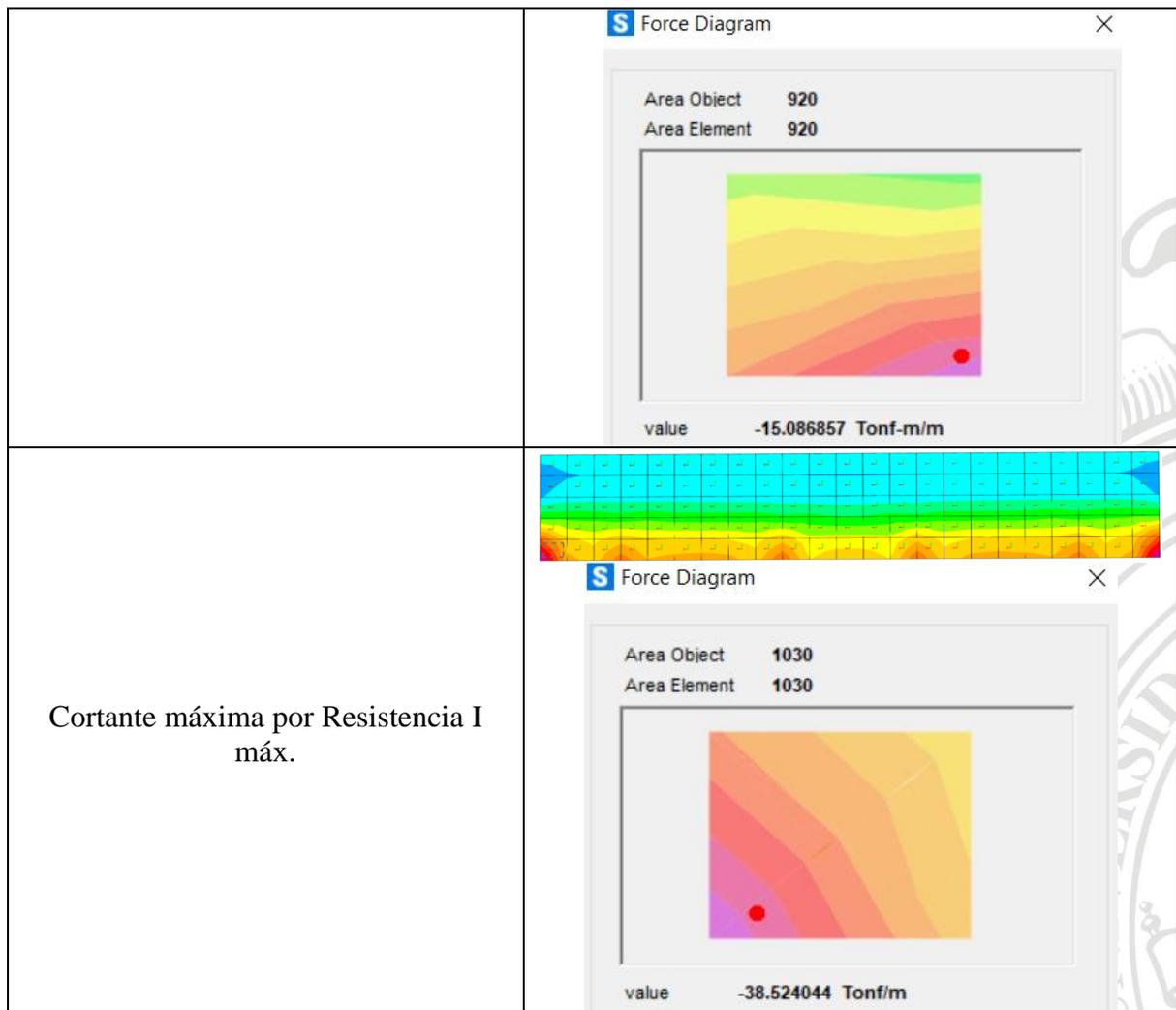
Figura 40. Fuerza de fricción distribuida en el talón, con SAP2000

Fuentes: Elaboración propia.

Se obtuvieron del modelo los valores máximos de momento y cortante, Tabla 24, para proceder con el cálculo del refuerzo.

Tabla 24. Momentos y cortantes actuantes en el talón en SAP2000

Combinación	Momento y cortante en el talon
Momento Máximo sobre el eje y Resistencia I máx.	
Momento Máximo sobre el eje x Resistencia I máx.	



Fuente: Elaboración propia.

En lo que sigue, se muestra el refuerzo del talón en la Tabla 25. Como datos de entrada se puede observar la resistencia del concreto utilizado, la fluencia del acero de refuerzo, el recubrimiento libre, la geometría del talón. El diseño del refuerzo se obtiene a partir de los momentos máximos encontrados anteriormente en la Tabla 24 y también de chequear el cortante.

Tabla 25. Diseño del Refuerzo del talón

Refuerzo en dirección Y Cara Posterior			Refuerzo en dirección X Cara Posterior		
DISEÑO TALÓN			DISEÑO TALÓN		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.50 m	Altura de la viga	h	0.50 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
M _U	15.10 ton-m	Momento de diseño	M _U	5.86 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	7.46		K	2.89	
ρ _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima	ρ _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima
ρ _{Req}	0.0020	Cuantía Requerida	ρ _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida
As	9.00 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	9.00 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5	Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5
Cant	5 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	5 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	22.11 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	22.11 cm	Espaciamiento calculado
S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.45 m	Altura efectiva de la viga	d	0.45 m	Altura efectiva de la viga
φ ^v Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ ^v Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple
Refuerzo en dirección Y Cara anterior			Refuerzo en dirección X Cara anterior		
DISEÑO TALÓN			DISEÑO TALÓN		
FLEXIÓN			FLEXIÓN		
f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto	f'c	280 kg/cm ²	Resistencia compresión del concreto
fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo	fy	4220 kg/cm ²	Resistencia fluencia del acero de refuerzo
b	1.00 m	Ancho de la viga	b	1.00 m	Ancho de la viga
h	0.50 m	Altura de la viga	h	0.50 m	Altura de la viga
R.L	0.05 m	Recubrimiento libre	R.L	0.05 m	Recubrimiento libre
M _U	15.10 ton-m	Momento de diseño	M _U	5.86 ton-m	Momento de diseño
m	17.73		m	17.73	
K	7.46		K	2.89	
ρ _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima	ρ _{Mín}	0.0018	Cuantía Mínima
ρ _{Req}	0.0020	Cuantía Requerida	ρ _{Req}	0.0018	Cuantía Requerida
As	9.00 cm ²	Acero de Refuerzo Principal	As	9.00 cm ²	Acero de Refuerzo Principal
Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5	Ab	1.99 cm ²	Área de la barra #5
Cant	5 UND	Cantidad de barras requeridas	Cant	5 UND	Cantidad de barras requeridas
Scalc	22.11 cm	Espaciamiento calculado	Scalc	22.11 cm	Espaciamiento calculado
S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto	S	20.00 cm	Espaciamiento dispuesto
CORTANTE			CORTANTE		
d	0.45 m	Altura efectiva de la viga	d	0.45 m	Altura efectiva de la viga
φ ^v Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección	φ ^v Vc	35.92 ton	Resistencia a cortante de la sección
Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple	Vu	10.48 ton	Cortante último de diseño Cumple

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Constructores.

4.1.4.6 Diseño de Pilotes

Para el diseño de pilotes primeramente calculamos el coeficiente de presión pasiva del suelo de acuerdo con la ecuación de Coulomb presentada en la sección 3.4.4 del presente informe. Se muestran a continuación en la Figura 41, la fuerza pasiva aplicada a los pilotes a diferentes profundidades.

EJE-1	
Ángulo de fricción interna ϕ (°)	27
Peso específico (ton/m ³)	1.80
Inclinación paramento α (°)	90
Inclinación Lleno β (°)	0
Ángulo de fricción suelo-muro δ (°)	18.00
Kp	4.75

Datos pilote	
Diámetro ϕ (m)	1.30

#	Prof. (m)	Pasivo (ton)
0	0	0.00
1	-1	11.13
2	-2	22.25
3	-3	33.38
4	-4	44.50
5	-5	55.63
6	-6	66.75
7	-7	77.88
8	-8	89.00
9	-9	100.13
10	-10	111.25
11	-11	122.38
12	-12	133.50
13	-13	144.63
14	-14	155.75
15	-15	166.88
16	-16	178.00
17	-17	189.13

Figura 41. Presión pasiva del suelo sobre los pilotes

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

Se procedió a generarle confinamiento a los pilotes de acuerdo con la Tabla 6 de los módulos de balasto. Al modelo se le ingresa este confinamiento mediante resortes (o springs) en dirección X y Y, y en el fondo del pilote se agrega el módulo de balasto vertical, como se muestra en la siguiente Figura 42.

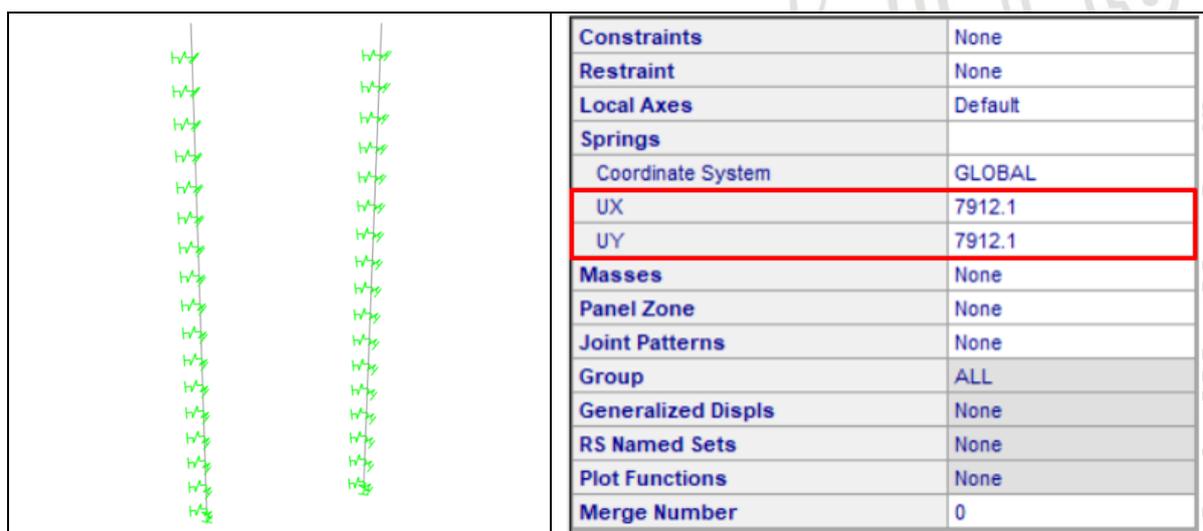


Figura 42. Módulos de balasto en los pilotes en SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

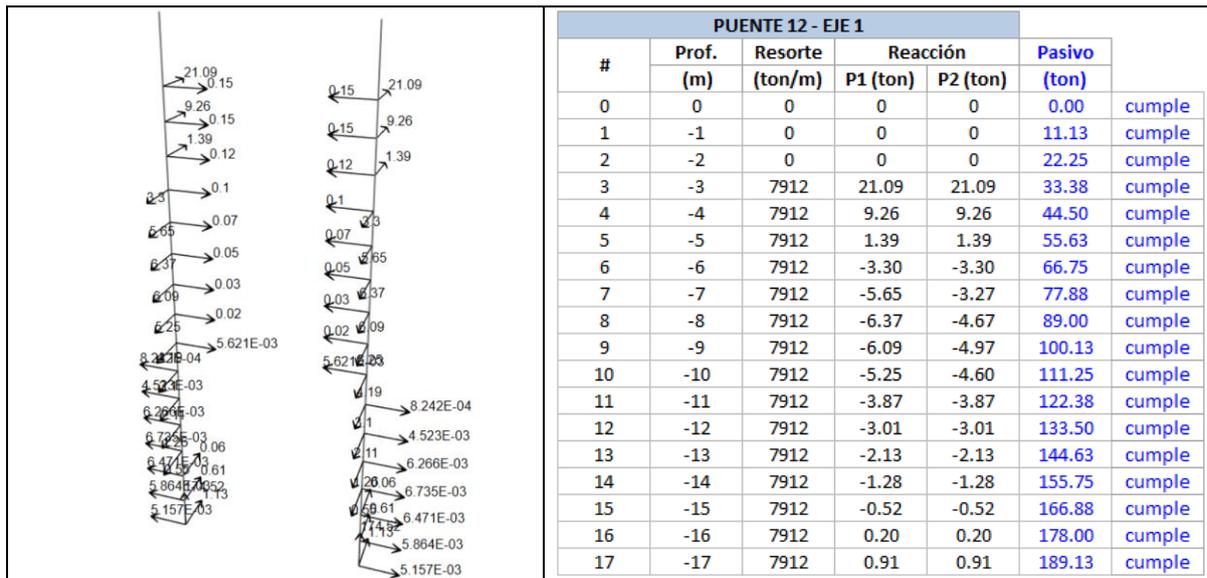
El chequeo de estabilidad del estribo se realiza por combinación de carga de servicio, Este chequeo se considera aceptable cuando la reacción en los resortes es menor a la fuerza

pasiva del suelo, por el contrario, si la reacción es superior a la fuerza pasiva del suelo se procede quitando el resorte y poniendo la fuerza pasiva en dirección contraria al empuje del estribo, como se muestra a continuación, Tabla 26.

Tabla 26. Chequeo de estabilidad de los pilotes por combinación de servicio

		PUENTE 12 - EJE 1					
#	Prof. (m)	Resorte (ton/m)	Reacción		Pasivo (ton)		
			P1 (ton)	P2 (ton)			
0	0	0	0	0	0.00	cumple	
1	-1	7912	33.64	33.64	11.13	no cumple	
2	-2	7912	18.85	18.85	22.25	cumple	
3	-3	7912	8.20	8.20	33.38	cumple	
4	-4	7912	1.13	1.13	44.50	cumple	
5	-5	7912	0.38	0.38	55.63	cumple	
6	-6	7912	-2.21	-2.21	66.75	cumple	
7	-7	7912	-3.45	-3.45	77.88	cumple	
8	-8	7912	-3.80	-3.80	89.00	cumple	
9	-9	7912	-3.58	-3.58	100.13	cumple	
10	-10	7912	-3.05	-3.05	111.25	cumple	
11	-11	7912	-2.41	-2.41	122.38	cumple	
12	-12	7912	-1.76	-1.76	133.50	cumple	
13	-13	7912	-1.16	-1.16	144.63	cumple	
14	-14	7912	-0.62	-0.62	155.75	cumple	
15	-15	7912	-0.14	-0.14	166.88	cumple	
16	-16	7912	0.30	0.30	178.00	cumple	
17	-17	7912	0.72	0.72	189.13	cumple	

		PUENTE 12 - EJE 1					
#	Prof. (m)	Resorte (ton/m)	Reacción		Pasivo (ton)		
			P1 (ton)	P2 (ton)			
0	0	0	0	0	0.00	cumple	
1	-1	0	0	0	11.13	cumple	
2	-2	7912	29.98	29.98	22.25	no cumple	
3	-3	7912	15.89	15.89	33.38	cumple	
4	-4	7912	5.97	5.97	44.50	cumple	
5	-5	7912	-0.43	-0.43	55.63	cumple	
6	-6	7912	-1.37	-1.37	66.75	cumple	
7	-7	7912	-3.65	-3.65	77.88	cumple	
8	-8	7912	-4.57	-4.57	89.00	cumple	
9	-9	7912	-4.60	-4.60	100.13	cumple	
10	-10	7912	-4.11	-4.11	111.25	cumple	
11	-11	7912	-3.37	-3.37	122.38	cumple	
12	-12	7912	-2.55	-2.55	133.50	cumple	
13	-13	7912	-1.76	-1.76	144.63	cumple	
14	-14	7912	-1.02	-1.02	155.75	cumple	
15	-15	7912	-0.35	-0.35	166.88	cumple	
16	-16	7912	0.27	0.27	178.00	cumple	
17	-17	7912	0.88	0.88	189.13	cumple	



Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

Se estabilizó a los 3 m de profundidad, cuando las reacciones por combinación de servicio fueron menores al empuje pasivo en los pilotes

Luego, se realizó el chequeo por capacidad portante. En la Tabla 27, se encuentra la capacidad portante del suelo para el estado límite de resistencia y evento extremo. En la Tabla 28 se muestran las reacciones en el fondo del pilote por las combinaciones de carga de resistencia y evento extremo.

Tabla 27. Capacidad portante del suelo por estado límite de resistencia y evento extremo

Estribo 1 Resistencia		Estribo 1 Evento extremo	
Profundidad (m)	1,30m	Profundidad (m)	1,30m
1.0	49.73	1.0	100.00
2.0	67.41	2.0	135.28
3.0	85.56	3.0	171.42
4.0	104.19	4.0	208.44
5.0	123.30	5.0	246.30
6.0	142.88	6.0	285.09
7.0	162.95	7.0	324.71
8.0	183.49	8.0	365.21
9.0	204.51	9.0	406.58
10.0	226.01	10.0	448.81
11.0	247.99	11.0	491.92
12.0	270.44	12.0	535.89
13.0	293.38	13.0	580.73
14.0	316.79	14.0	626.45
15.0	340.68	15.0	673.03
16.0	365.05	16.0	720.48
17.0	389.89	17.0	768.80
18.0	415.22	18.0	817.99

Fuente: Adaptados de LyL Ingenieros Consultores

Tabla 28. Reaccion vertical del suelo ante cargas axiales que bajan por los pilotes

Pilotes	Longitud Pilote (m)	Combinación	Reacción (Ton)	Chequeo
Pilote 1	17	Resistencia I (Max)	378.29	cumple
		Resistencia I (Min)	308.28	cumple
		EE min R=1 (Sx+0.3Sy)	188.84	cumple
		EE min R=1 (0.3Sx+Sy)	166.24	cumple
		EE max R=1 (Sx+0.3Sy)	258.84	cumple
		EE max R=1 (0.3Sx+Sy)	236.25	cumple
		EE min R=1 (-Sx+0.3Sy)	124.28	cumple
		EE min R=1 (-0.3Sx+Sy)	146.87	cumple
		EE max R=1 (-Sx+0.3Sy)	194.28	cumple
Pilote 2	17	Resistencia I (Max)	378.29	cumple
		Resistencia I (Min)	308.28	cumple
		EE min R=1 (Sx+0.3Sy)	124.28	cumple
		EE min R=1 (0.3Sx+Sy)	146.87	cumple
		EE max R=1 (Sx+0.3Sy)	194.28	cumple
		EE max R=1 (0.3Sx+Sy)	216.88	cumple
		EE min R=1 (-Sx+0.3Sy)	188.84	cumple
		EE min R=1 (-0.3Sx+Sy)	166.24	cumple
		EE max R=1 (-Sx+0.3Sy)	258.84	cumple
		EE max R=1 (-0.3Sx+Sy)	236.25	cumple

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

De la Tabla 28 se entiende que la carga más desfavorable por resistencia máxima en ambos pilotes es de 378.29 ton y por evento extremo de 258.84 ton, por tanto, comparando con la Tabla 27 de capacidad portante se concluye que los pilotes de acuerdo con este criterio podrían tener una longitud mínima de 17 m.

En la Figura 43, se presenta el momento máximo generado en los pilotes. Es importante mencionar que los momentos también condicionan la longitud del pilote, en el diseño se requiere que los momentos en el fondo del pilote sean cero o cercanos a cero.

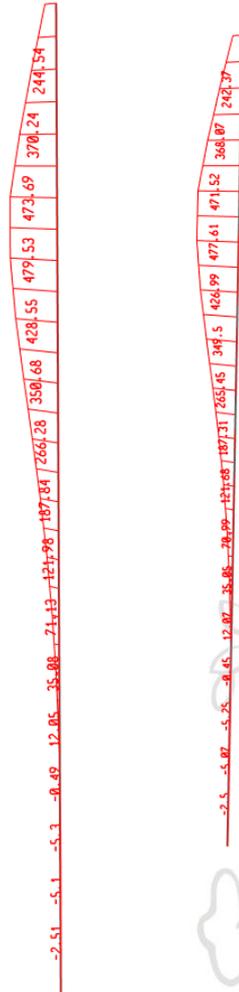


Figura 43. Momento máximo en los pilotes por Evento extremo con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Del mismo modo, en la Figura 44 se muestra la cuantía mínima requerida en toda la longitud de los pilotes.

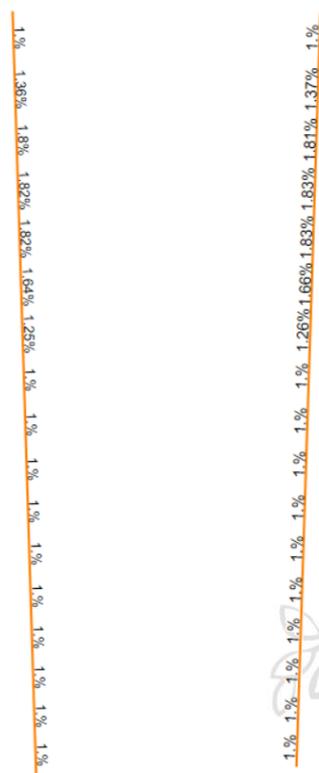


Figura 44. Cuantía de acero requerido en los pilotes, con SAP2000

Fuente: Elaboración propia.

Ahora, se obtiene del modelo las fuerzas actuantes en los pilotes y se procede con el diseño de refuerzo, Tabla 29.

Tabla 29. Fuerzas actuantes (Cortantes y Momentos) y diseño del refuerzo de los pilotes

Eje-lado pilotes	Libre 0 Enterrado 1		Geometría										DATOS										Refuerzo M-P										Refuerzo V									
	Tramo	Frame	Tipo	H (m)	H Acum (m)	Diametro (m)	A (m ²)	A _{refuerzo} (m ²)	P _{comp.min} (t)	V ₀ (t)	M _{2max} (t·m)	M _{3max} (t·m)	ρ (‰)	A _{refuerzo} (cm ²)	Barra (#)	Paquete	A _{paquetes} (cm ²)	ρ _{paquetes}	ρ _{escopio}	S _{paquetes} (m)	Chequeo	Fc (kg/cm ²)	Ramas	Barra (#)	A _v (cm ²)	S _{escopio} (m)	ΦVc (tonf)	ΦVs (tonf)	Chequeo	V ₀ (t)												
P1 - eje1	1	P1-26	1	1.00	1.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	138.09	258.97	152.36	1.00%	133	10	1	8.19	17	22	0.15	Cumple	280	4	6	11.36	0.10	0.00	403.84	Cumple	138.09												
	2	P1-25	1	1.00	2.00	1.30	1.33	0.0180	107.76	127.07	370.24	91.15	1.36%	180	10	1	8.19	22	22	0.15	Cumple	280	4	6	11.36	0.10	0.00	403.84	Cumple	127.07												
	3	P1-24	1	1.00	3.00	1.30	1.33	0.0239	107.76	105.11	473.69	32.38	1.80%	239	10	1	8.19	30	30	0.11	Cumple	280	4	6	11.36	0.10	0.00	403.84	Cumple	105.11												
	4	P1-23	1	1.00	4.00	1.30	1.33	0.0242	107.76	34.08	479.53	63.43	1.82%	242	10	1	8.19	30	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	34.08												
	5	P1-22	1	1.00	5.00	1.30	1.33	0.0242	107.76	51.10	479.53	74.11	1.82%	242	10	1	8.19	30	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	51.10												
	6	P1-21	1	1.00	6.00	1.30	1.33	0.0218	107.76	77.87	428.55	74.11	1.64%	218	10	1	8.19	27	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	77.87												
	7	P1-20	1	1.00	7.00	1.30	1.33	0.0165	107.76	84.45	350.68	72.08	1.25%	165	10	1	8.19	21	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	84.45												
	8	P1-19	1	1.00	8.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	78.52	266.28	62.77	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	78.52												
	9	P1-18	1	1.00	9.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	65.98	187.84	50.35	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	65.98												
	10	P1-17	1	1.00	10.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	50.96	121.98	37.57	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	50.96												
	11	P1-16	1	1.00	11.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	36.16	71.13	26.08	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	36.16												
	12	P1-15	1	1.00	12.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	23.13	35.08	16.70	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	23.13												
	13	P1-14	1	1.00	13.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	12.62	12.05	9.67	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	12.62												
	14	P1-13	1	1.00	14.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	4.89	5.72	4.87	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	4.89												
	15	P1-12	1	1.00	15.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	1.88	5.72	1.95	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	1.88												
	16	P1-11	1	1.00	16.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	1.60	5.10	0.49	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	2.60												
	17	P1-10	1	1.00	17.00	1.30	1.33	0.0133	107.76	2.51	2.51	0.01	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	2.51												
P2 - eje1	1	P2-26	1	1.00	1.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	137.99	258.97	152.34	1.00%	133	10	1	8.19	17	23	0.15	Cumple	280	4	6	11.36	0.10	0.00	403.84	Cumple	137.99												
	2	P2-25	1	1.00	2.00	1.30	1.33	0.0181	104.97	126.96	368.07	91.13	1.37%	181	10	1	8.19	23	23	0.15	Cumple	280	4	6	11.36	0.10	0.00	403.84	Cumple	126.96												
	3	P2-24	1	1.00	3.00	1.30	1.33	0.0240	104.97	104.98	471.52	32.39	1.81%	240	10	1	8.19	30	30	0.11	Cumple	280	4	6	11.36	0.10	0.00	403.84	Cumple	104.98												
	4	P2-23	1	1.00	4.00	1.30	1.33	0.0243	104.97	33.76	477.61	63.43	1.83%	243	10	1	8.19	30	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	33.76												
	5	P2-22	1	1.00	5.00	1.30	1.33	0.0243	104.97	50.72	477.61	74.11	1.83%	243	10	1	8.19	30	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	50.72												
	6	P2-21	1	1.00	6.00	1.30	1.33	0.0220	104.97	77.48	426.99	74.11	1.66%	220	10	1	8.19	27	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	77.48												
	7	P2-20	1	1.00	7.00	1.30	1.33	0.0167	104.97	84.10	349.50	72.07	1.26%	167	10	1	8.19	21	30	0.11	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	84.10												
	8	P2-19	1	1.00	8.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	78.23	265.45	62.77	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	78.23												
	9	P2-18	1	1.00	9.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	65.75	187.11	50.35	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	65.75												
	10	P2-17	1	1.00	10.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	50.80	121.68	37.56	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.15	0.00	94.32	Cumple	50.80												
	11	P2-16	1	1.00	11.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	36.06	70.99	26.08	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	36.06												
	12	P2-15	1	1.00	12.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	23.07	35.05	16.70	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	23.07												
	13	P2-14	1	1.00	13.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	12.59	12.07	9.67	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	12.59												
	14	P2-13	1	1.00	14.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	4.88	5.72	4.87	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	4.88												
	15	P2-12	1	1.00	15.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	1.66	5.72	1.95	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	1.66												
	16	P2-11	1	1.00	16.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	2.58	5.07	0.49	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	2.58												
	17	P2-10	1	1.00	17.00	1.30	1.33	0.0133	104.97	2.50	2.50	0.01	1.00%	133	10	1	8.19	17	17	0.20	Cumple	280	2	5	3.98	0.30	0.00	47.16	Cumple	2.50												

Fuente: Elaboración propia, hojas de cálculo de LyL Ingenieros Consultores.

5 Resultados y análisis

Teniendo en consideración el análisis presentado en este informe, como resultado se observa que la metodología donde se consideró el criterio 11.6.5 de la CCP-14 se ve reflejada en mayores esfuerzos actuantes sobre ciertos elementos del estribo, en comparación con la metodología usada por la empresa escenario de mi práctica. En las siguientes Tablas, de la 30 a la 33, se resumieron los resultados obtenidos para cada elemento del estribo por las metodologías estudiadas.

Tabla 30. Resultados del diseño de pantalla por ambas metodologías

DISEÑO DE PANTALLA	Metodología - Empresa	Metodología considerando criterio 11.6.5 CCP-14	Variación
Momentos en H (tonf.m)	4.58	5.69	24%
Momentos en V (tonf.m)	5.72	6.87	20%
Cortante (tonf)	9.97	10.48	5%
Refuerzo en H en c.p. (# de barras)	#4 a 0.15m	#4 a 0.15m	
Refuerzo en V en c.p. (# de barras)	#4 a 0.15m	#4 a 0.15m	
Refuerzo en H en c.a. (# de barras)	#4 a 0.2m	#4 a 0.20m	
Refuerzo en V en c.a. (# de barras)	#4 a 0.2m	#4 a 0.20m	

Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior Tabla (No 30), se entiende que la metodología donde se considero el criterio 11.6.5 de la CCP-14 en los resultados se ve reflejada en mayores momentos y cortante maximos actuantes. Sin embargo el refuerzo de acero no varia debido a que las diferencias entre los momentos y cortante son pequeñas por tanto no se ve reflejado el cambio de refuerzo.

Tabla 31. Resultados del diseño de viga cabezal por ambas metodologías.

DISEÑO DE VIGA CABEZAL	Metodología - Empresa	Metodología considerando criterio 11.6.5 CCP-14	Variación
Momentos en H (tonf.m)	22.52	26.85	19%
Momentos en V (tonf.m)	98.85	99.8	1%
Cortante en H (tonf)	38.68	47.6	23%
Cortante en V (tonf)	149.62	149.6	0%
Torsion (tonf)	65.95	65.95	0%
Refuerzo Superior (# de barras)	5#8 a 0.3m	5#8 a 0.30m	
Refuerzo Inferior (# de barras)	5#8 a 0.3m	5#8 a 0.30m	
Refuerzo por cortante (# de barras)	#4 a 0.3m	#4 a 0.30m	
Refuerzo de piel (# de barras)	#5 a 0.2m	#5 a 0.20m	

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 31, se infiere que los esfuerzos en la viga cabezal por las dos metodologías estudiadas resultaron muy parecidos, esto se puede explicar porque el criterio 11.6.5 influye directamente en mayor magnitud en los empujes sobre la pantalla debido al peso propio y al peso del suelo de relleno que para esta metodología se consideran.

Tabla 32. Resultados del diseño de talón por ambas metodologías.

DISEÑO DE TALON	Metodología - Empresa	Metodología considerando criterio 11.6.5 CCP-14	Variación
Momentos en H (tonf.m)	8.77	5.86	-33%
Momentos en V (tonf.m)	18.7	15.08	-19%
Cortante (tonf)	25.24	38.54	53%
Refuerzo Superior en H (# de barras)	#5 a 0.2m	#5 a 0.2m	
Refuerzo Superior en V (# de barras)	#5 a 0.15m	#5 a 0.2m	
Refuerzo Inferior en H (# de barras)	#5 a 0.2m	#5 a 0.2m	
Refuerzo Inferior en V (# de barras)	#5 a 0.15m	#5 a 0.2m	

Fuente: Elaboración propia.

La información que se presenta en la Tabla 32, permite afirmar que el momento y cortante máximo en el talón resultan mayores por la metodología utilizada en la empresa, por otra parte el cortante resulta mayor por la metodología donde se consideró el criterio 11.6.5 de la CCP-14

Tabla 33. Resultados del diseño de pilotes por ambas metodologías

DISEÑO DE PILOTES	Metodología - Empresa	Metodología considerando criterio 11.6.5 CCP-14	Variación
Momento Max (tonf.m)	368.83	479.53	30%
Cortante Max (ton.f)	106.1	138	30%
Carga axial (tonf)	378.29	378.29	0%
Cuántia max (%)	1.39	1.83	32%
Refuerzo longitudinal (0-2) (# de barras)	17#10 a 0.20m	23#10 a 0.15m	
Refuerzo longitudinal (2-6) (# de barras)	23#10 a 0.15m	30#10 a 0.11m	
Refuerzo longitudinal (6-17) (# de barra)	17#10 a 0.20m	17#10 a 0.20m	
Refuerzo por cortante (0-3) (# de barra)	#5 a 0.08m	#6 a 0.10m	
Refuerzo por cortante (3-5) (# de barra)	#5 a 0.30m	#5 a 0.15m	
Refuerzo por cortante (5-9) (# de barra)	#5 a 0.20m	#5 a 0.15m	
Refuerzo por cortante (9-17) (# de barr)	#5 a 0.30m	#5 a 0.30m	

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 33, se deduce que se desarrollaron mayores momentos y cortante en los pilotes por la metodología donde se consideró el criterio 11.6.5. Esto debido a los empujes que se generan en la pantalla y que se transmiten a la cimentación elevando la magnitud de los momentos y el cortante en los pilotes hasta un 30% por encima de la metodología de la

empresa, también se muestra la carga axial exactamente igual para las dos metodologías. Lo anterior, se puede explicar porque las cargas verticales actuantes no cambiaron.

Por otra parte, se identificó la cuantía de acero longitudinal requerido en los pilotes para la metodología donde se consideró el criterio 11.6.5 es mayor en aproximadamente un 32% , esta cuantía más grande se ve reflejada en la cantidad de acero requerido tanto longitudinal como refuerzo a cortante (espiral).

6 Conclusiones

- En conclusión, este informe presentó el diseño de un estribo de un puente usando dos metodologías. Como principal objetivo de este proyecto, se quería describir el paso a paso del diseño de un estribo; mostrando los esfuerzos actuantes en cada uno de los elementos y el diseño del refuerzo. De igual manera se quería evaluar los resultados obtenidos por cada metodología, y concluir que tanto influía el criterio 11.6.5 presentado en la CCP-14 en el diseño. Después de realizar el análisis de resultados se concluye que el criterio 11.6.5 influye significativamente en los empujes y que se traduce en mayor refuerzo requerido para elementos del estribo y la cimentación como la pantalla y los pilotes.
- El criterio de diseño sísmico de estribos y muros presentado en la sección 11.6.5 de la CCP-14, ejerce mayores empujes laterales generados por eventos extremos. A comparación de la metodología utilizada en la empresa, este criterio toma en consideración el peso propio de los elementos del estribo, aumentando la masa que se excita en caso de un sismo, lo que se traduce en mayor fuerza de empuje de acuerdo con la segunda ley de Newton ($F=m*a$).
- Tanto el refuerzo longitudinal y en espiral de los pilotes fue un 32% mayor, si comparamos el diseño considerando el criterio 11.6.5 de la norma con la metodología

de la empresa, esto se vio reflejado en 7 barras #10 de más en el tramo donde se concentran los momentos máximos, Tabla 33. Los espaciamientos de la espiral también se redujeron para contrarrestar los efectos de cortante.

- La fuerza de fricción entre suelo-talón analizada en este informe, resulta significativa en el diseño de estribos y se debería implementar este análisis en la metodología de la empresa.
- El criterio 11.6.5 genera una condición mas desfavorable en el diseño de estribos y por tanto un diseño conservador.

7 Referencias bibliográficas

American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO (2004).

AASHTO LRFD Bridge design Specifications. Third Edition. Washington D.C., pp. 1005.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, INVIAS y Ministerio de Transporte

(2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14. Disponible en:

<https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/3709-norma-colombiana-de-diseno-de-puentes-ccp14>

Braja, M. D. (2001). Principios de ingeniería de Cimentaciones. Séptima Edición. Thomson

Editores: México D.F., pp. 880

Bermejo -Bravo, L. G. y Clavijo -Barco, J. A. (2014). Calculo de pilas y estribos para el

punte con vigas simplemente apoyadas Pna1 (Proyecto Naranjal #1) del proyecto

control de inundaciones Naranjal [Trabajo de Grado]. Universidad de Cuenca, pp. 13-

147.

Disponible

en:

<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/19864/1/Tesis.pdf>

Enriquez -Acero, N. M. y Chavés -Casimiro, F.F.. (2018). Análisis y diagnóstico de estribos de concreto ciclópeo, del puente Carrozable de Acobamba, Distrito de Huayllán, provincia de pomabamba, departamento de Ancash [Trabajo de Grado]. Universidad César Vallejo, pp.18-35. Disponible en: https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/32460/B_Chavez_CFF-Enriquez_ANM.pdf?sequence=4&isAllowed=y

Muñoz, E. (2015). Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia. Ingeniería y Universidad, 6(1), pp. 33 -48.

Vela, V. (2013). Diseño de estribos para puentes vehiculares aplicando criterios de las especificaciones AASHTO por el Método Elástico y de los Estados Límite [Trabajo de Grado]. Universidad Central de Ecuador. Disponible en: <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/1210>

8 Anexos

8.1 Anexo - Diseño de viga cabezal (Método – Empresa)

DISEÑO VIGAS REFORZADAS		
b (m)	1.60	Ancho de la viga
h (m)	1.50	Altura de la viga
f'c (kg/cm ²)	28	Resistencia compresión concreto
Tipo concreto	Concreto normal	Tipo de concreto
λ	1	
fy (kg/cm ²)	420	Fluencia acero de refuerzo
ϕ	0.90	Factor de reducción flexión
r (m)	0.05	Recubrimiento libre
fr (Mpa)	3.28	Módulo de rotura (CCP-14 5.4.2.6)

REFUERZO DE VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN VERTICAL)		
Tu (ton·m)	65.96	Torsión de diseño
Vu (ton)	149.62	Cortante de diseño
Mu- (ton·m)	98.86	Momento de diseño negativo
Mu+ (ton·m)	49.58	Momento de diseño positivo

NEGATIVO (c.s.)			
d (m)	1.425	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	131.48	Momento de diseño	
m	17.65		
K	3.04		
P _{min}	0.00108	Cuantía mínima	
ρ	0.00081	Cuantía diseño	
P _{escogida}	0.00108	Cuantía escogida	
A _S calculado (cm ²)	24.64	Área de refuerzo requerida	
# Barra	8	Número de la barra	
Cant. barras _{cal}	5	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	5	Cantidad de barras utilizadas	
A _S utilizado (cm ²)	25.35	Área de refuerzo usada	Cumple
P _{utilizado}	0.0011	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.36	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación dispuesta	
CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO			
a _{whitney} (cm)	2.80	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.85	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0060		Cumple
ε _t	0.499		Cumple
Φ*Mn (ton·m)	135.21	Momento resistente de la sección	Cumple
POSITIVO (c.i)			
d (m)	1.425	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	65.94	Momento de diseño	
m	17.65		
K	1.53		
P _{min}	0.0005	Cuantía mínima	
ρ	0.0004	Cuantía diseño	
P _{escogida}	0.0005	Cuantía escogida	
A _S calculado (cm ²)	12.30	Área de refuerzo requerida	
# Barra	8	Número de la barra	
Cant. barras _{cal}	3	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	5	Cantidad de barras utilizadas	
A _S utilizado (cm ²)	25.35	Área de refuerzo usada	Cumple
P _{utilizado}	0.0011	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.36	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación dispuesta	
CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO			
a _{whitney} (cm)	2.80	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.85	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0060		Cumple
ε _t	0.499		Cumple
ΦMn (ton·m)	135.21	Momento resistente de la sección	Cumple

ÁREA TOTAL DE REFUERZO COLOCADA		
A total req (cm ² /cm)	0.0697	Area total requerida
A total disp (cm ² /cm)	0.0781	Area total colocada

REFUERZO DE PIEL		
As calculado (cm2)	9.48	Requerido
# Barra	6	Número de la barra
Cant. barras _{cal}	4	Cantidad de barras calculadas
Scalc (m)	0.24	Separación calculada
Cant. barras _{esc}	4	Cantidad de barras utilizadas
As _{utilizado}	11.48	Área de acero dispuesta
Control de agrietamiento por medio de la distribución del refuerzo (CCP14-5.7.3.4)		
Usar refuerzo a Torsión		Cumple

CORTANTE		
φ	0.90	Factor de reducción a cortante
φVc (ton)	184.59	Resistencia del concreto
φVs _{requerido} (ton)	0.00	Resistencia del acero requerida
φVs _{máximo} (ton)	716.64	Resistencia del acero máxima
φVs _{mínimo} (ton)	71.82	Resistencia del acero mínima
φVs _{utilizado} (ton)	71.82	Resistencia del acero utilizada
# Barra	4	Número de la barra
# Ramas	4	Número de ramas
Av (cm ²)	5.16	Área de refuerzo usada
Scalc (m)	0.30	Separación calculada
S (m)	0.30	Separación escogida
No requiere estribos - Usar refuerzo mínimo		Cumple

TORSIÓN		
φ	0.9	Factor de reducción
Acp (cm ²)	24000	
Pcp (cm)	620	
Tcr (ton·m)	36.87	Momento torsor crítico
Xo (mm)	1590	
Yo (mm)	1490	
Aoh (mm ²)	2369100	
Ph (mm)	6160	
Ao (mm ²)	2013735	
At/s (mm ² /mm)	0.43	
Al (cm ² *m)	26.69	Área de refuerzo requerida
# Barra:	8	
Cantidad de barras _{calculadas}	6	
Cantidad de barras _{utilizadas}	6	
Separación en cada cara	0.35	m
Area solicitada por torsion y cortante	0.87	(mm ² /mm)
Colocado por cortante	1.72	(mm ² /mm)
Area Colocada por Torsión y flexión	52.04	(cm ²)
mínimo de torsion	3.75	(mm ² /mm)
el mínimo tiene que ser mayor	4.00	(mm ² /mm)
Requiere refuerzo		Cumple

REFUERZO VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN HORIZONTAL)

Tu (ton·m)	65.96	Torsión de diseño
Vu (ton)	38.68	Cortante de diseño
Mu- (ton·m)	15.31	Momento de diseño negativo
Mu+ (ton·m)	22.52	Momento de diseño positivo

NEGATIVO

d (m)	1.529	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	20.36	Momento de diseño	
m	17.65		
K	0.41		
P _{min}	0.00014	Cuantía mínima	
ρ	0.00011	Cuantía diseño	
P _{escogida}	0.00014	Cuantía escogida	
A _s calculado (cm ²)	3.53	Área de refuerzo requerida	0.0696774
# Barra	5	Número de la barra	11.148387
Cant. barras _{cal}	2	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	6	Cantidad de barras utilizadas	Reemplazar Refuerzo de Piel
A _s utilizado (cm ²)	11.94	Área de refuerzo usada	Cumple
ρ _{utilizado}	0.0005	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.29	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.20	Separación dispuesta	

CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO

a _{whitney} (cm)	1.32	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.40	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0026		Cumple
ε _t	1.140		Cumple
ΦMn (ton·m)	68.71	Momento resistente de la sección	Cumple

POSITIVO

MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	29.95	Momento de diseño	
m	17.65		
K	0.60		
P _{min}	0.00021	Cuantía mínima	
ρ	0.00016	Cuantía diseño	
P _{escogida}	0.00021	Cuantía escogida	
A _s calculado (cm ²)	5.19	Área de refuerzo requerida	0.069677419
# Barra	5	Número de la barra	11.1483871
Cant. barras _{cal}	3	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	6	Cantidad de barras utilizadas	Reemplazar Refuerzo de Piel
A _s utilizado (cm ²)	11.94	Área de refuerzo usada	Cumple
ρ _{utilizado}	0.0005	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.29	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.20	Separación dispuesta	

CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO

a _{whitney} (cm)	1.32	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.40	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0026		Cumple
ε _t	1.140		Cumple
ΦMn (ton·m)	68.71	Momento resistente de la sección	Cumple

CORTANTE

φ	0.90	Factor de reducción a cortante	
φVc (ton)	198.06	Resistencia del concreto	
φV _s requerido (ton)	0.00	Resistencia del acero requerida	No requiere estribos - Usar refuerzo mínimo
φV _s máximo (ton)	768.94	Resistencia del acero máxima	
φV _s mínimo (ton)	77.06	Resistencia del acero mínima	
φV _s utilizado (ton)	77.06	Resistencia del acero utilizada	
# Barra	4	Número de la barra	
# Ramas	4	Número de ramas	
Av (cm ²)	5.16	Área de refuerzo usada	
Scalc (m)	0.30	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación escogida	

8.2 Anexo - Diseño de viga cabezal (Método criterio 11.6.5 de CCP-14)

DISEÑO VIGAS REFORZADAS			
b (m)	1.60	Ancho de la viga	
h (m)	1.50	Altura de la viga	
f'c (kg/cm ²)	28	Resistencia compresión concreto	
Tipo concreto	Concreto normal	Tipo de concreto	
λ	1		
fy (kg/cm ²)	420	Fluencia acero de refuerzo	
φ	0.90	Factor de reducción flexión	
r (m)	0.05	Recubrimiento libre	
fr (Mpa)	3.28	Módulo de rotura (CCP-14 5.4.2.6)	
REFUERZO DE VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN VERTICAL)			
Tu (ton·m)	65.96	Torsión de diseño	
Vu (ton)	149.62	Cortante de diseño	
Mu- (ton·m)	99.80	Momento de diseño negativo	
Mu+ (ton·m)	49.58	Momento de diseño positivo	
NEGATIVO (c.s.)			
d (m)	1.425	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	132.73	Momento de diseño	
m	17.65		
K	3.07		
p _{min}	0.00109	Cuantía mínima	
ρ	0.00082	Cuantía diseño	
p _{escogida}	0.00109	Cuantía escogida	
A _s calculado (cm ²)	24.88	Área de refuerzo requerida	
# Barra	8	Número de la barra	
Cant. barras _{cal}	5	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	5	Cantidad de barras utilizadas	
A _s utilizado (cm ²)	25.35	Área de refuerzo usada	Cumple
p _{utilizado}	0.0011	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.36	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación dispuesta	
CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO			
a _{whitney} (cm)	2.80	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.85	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0060		Cumple
ε _t	0.499		Cumple
Φ*Mn (ton·m)	135.21	Momento resistente de la sección	Cumple
POSITIVO (c.i)			
d (m)	1.425	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	65.94	Momento de diseño	
m	17.65		
K	1.53		
p _{min}	0.0005	Cuantía mínima	
ρ	0.0004	Cuantía diseño	
p _{escogida}	0.0005	Cuantía escogida	
A _s calculado (cm ²)	12.30	Área de refuerzo requerida	
# Barra	8	Número de la barra	
Cant. barras _{cal}	5	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	5	Cantidad de barras utilizadas	
A _s utilizado (cm ²)	25.35	Área de refuerzo usada	Cumple
p _{utilizado}	0.0011	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.36	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación dispuesta	
CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO			
a _{whitney} (cm)	2.80	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.85	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0060		Cumple
ε _t	0.499		Cumple
ΦMn (ton·m)	135.21	Momento resistente de la sección	Cumple

ÁREA TOTAL DE REFUERZO COLOCADA		
A total req (cm ² /cm)	0.0697	Area total requerida
A total disp (cm ² /cm)	0.0792	Area total colocada

REFUERZO DE PIEL					
As calculado (cm ²)	9.48	Requerido	Control de agrietamiento por medio de la distribución del refuerzo (CCP14-5.7.3.4)	Usar refuerzo a Torsión	Cumple
# Barra	5	Número de la barra			
Cant. barras _{cal}	5	Cantidad de barras calculadas			
Scalc (m)	0.24	Separación calculada			
Cant. barras _{esc}	6	Cantidad de barras utilizadas			
AS _{utilizado}	11.94	Área de acero dispuesta			

CORTANTE			
φ	0.90	Factor de reducción a cortante	No requiere estribos - Usar refuerzo mínimo
φVc (ton)	184.59	Resistencia del concreto	
φVs _{requerido} (ton)	0.00	Resistencia del acero requerida	
φVs _{máximo} (ton)	716.64	Resistencia del acero máxima	
φVs _{mínimo} (ton)	71.82	Resistencia del acero mínima	
φVs _{utilizado} (ton)	71.82	Resistencia del acero utilizada	
# Barra	4	Número de la barra	Cumple
# Ramas	4	Número de ramas	
Av (cm ²)	5.16	Área de refuerzo usada	
Scalc (m)	0.30	Separación calculada	
S (m)	0.30	Separación escogida	

TORSIÓN			
φ	0.9	Factor de reducción	Requiere refuerzo
Acp (cm ²)	24000		
Pcp (cm)	620		
Tcr (ton-m)	36.87	Momento torsor crítico	
Xo (mm)	1590		
Yo (mm)	1490		
Aoh (mm ²)	2369100		
Ph (mm)	6160		
Ao (mm ²)	2013735		
At/s (mm ² /mm)	0.43		
Al (cm ² *m)	26.69	Área de refuerzo requerida	
# Barra:	8		
Cantidad de barras _{calculadas}	6		
Cantidad de barras _{utilizadas}	6		
Separación en cada cara	0.35	m	Cumple
Area solicitada por torsion y cortante	0.87	(mm ² /mm)	
Colocado por cortante	1.72	(mm ² /mm)	
Area Colocada por Torsión y flexión	52.04	(cm ²)	
mínimo de torsion	3.75	(mm ² /mm)	
el mínimo tiene que ser mayor	4.00	(mm ² /mm)	

REFUERZO VC (MOMENTOS EN DIRECCIÓN HORIZONTAL)

Tu (ton·m)	65.83	Torsión de diseño
Vu (ton)	47.60	Cortante de diseño
Mu- (ton·m)	15.31	Momento de diseño negativo
Mu+ (ton·m)	26.85	Momento de diseño positivo

NEGATIVO

d (m)	1.529	Altura efectiva de la viga	
MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	20.36	Momento de diseño	
m	17.65		
K	0.41		
P _{min}	0.00014	Cuantía mínima	
ρ	0.00011	Cuantía diseño	
P _{escogida}	0.00014	Cuantía escogida	
A _S calculado (cm ²)	3.53	Área de refuerzo requerida	0.0696774
# Barra	5	Número de la barra	11.148387
Cant. barras _{cal}	2	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	7	Cantidad de barras utilizadas	Reemplazar Refuerzo de Piel
A _S utilizado (cm ²)	13.93	Área de refuerzo usada	Cumple
P _{utilizado}	0.0006	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.24	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.24	Separación dispuesta	

CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO

a _{whitney} (cm)	1.54	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.47	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0031		Cumple
ε _t	0.976		Cumple
ΦMn (ton·m)	80.11	Momento resistente de la sección	Cumple

POSITIVO

MC (ton.m)	236.21	Momento de fisuración	Refuerzo mínimo (CCP14-5.7.3.3.2)
1.33*Mu (ton.m)	35.71	Momento de diseño	
m	17.65		
K	0.72		
P _{min}	0.00025	Cuantía mínima	
ρ	0.00019	Cuantía diseño	
P _{escogida}	0.00025	Cuantía escogida	
A _S calculado (cm ²)	6.19	Área de refuerzo requerida	0.069677419
# Barra	5	Número de la barra	11.1483871
Cant. barras _{cal}	4	Cantidad de barras calculadas	
Cant. barras _{esc}	7	Cantidad de barras utilizadas	Reemplazar Refuerzo de Piel
A _S utilizado (cm ²)	13.93	Área de refuerzo usada	Cumple
P _{utilizado}	0.0006	Cuantía utilizada	Cumple
S _{min} (m)	0.37	Control agrietamiento	Cumple
Scalc (m)	0.24	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.24	Separación dispuesta	

CHEQUEOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO

a _{whitney} (cm)	1.54	Área del bloque de Whitney	
c (cm)	0.47	Altura de la zona a compresión	
c/d	0.0031		Cumple
ε _t	0.976		Cumple
ΦMn (ton·m)	80.11	Momento resistente de la sección	Cumple

CORTANTE

φ	0.90	Factor de reducción a cortante	
φVc (ton)	198.06	Resistencia del concreto	
φV _s requerido (ton)	0.00	Resistencia del acero requerida	No requiere estribos - Usar refuerzo mínimo
φV _s máximo (ton)	768.94	Resistencia del acero máxima	
φV _s mínimo (ton)	77.06	Resistencia del acero mínima	
φV _s utilizado (ton)	77.06	Resistencia del acero utilizada	
# Barra	4	Número de la barra	
# Ramas	4	Número de ramas	
Av (cm ²)	5.16	Área de refuerzo usada	
Scalc (m)	0.30	Separación calculada	Cumple
S (m)	0.30	Separación escogida	

8.3. Anexo -Muestras de cálculo

- **Diseño de Pantalla -Inercia sísmica horizontal de la masa del estribo**

Análisis de la inercia sísmica horizontal de la masa de la pantalla y el peso del suelo de relleno ($W \times K_h$)

W_w representa el peso de la pantalla y se puede calcular así:

$$W_w = V_{\text{pantalla}} * \gamma_{\text{concreto}}$$
$$W_w = 0.4\text{m} * 1.85\text{m} * 11.4\text{m} * 2.4\text{ ton/m}^3$$
$$W_w = 20.24\text{ ton}$$

W_s representa el peso del suelo de relleno que esta justo detrás de la pantalla y se puede calcular así:

$$W_s = V_{\text{lleno}} * \gamma_{\text{suelo}}$$
$$W_s = 11.4\text{m} * 1.95\text{m} * 3.1\text{m} * 2\text{ ton/m}^3$$
$$W_s = 137.82\text{ ton}$$

K_{ho} representa

$$K_{ho} = F_{pga} * PGA$$
$$K_{ho} = 1.4 * 0.4$$
$$K_{ho} = 0.56$$

$$K_h = 0.5 * K_{ho}$$
$$K_h = 0.5 * 0.56$$
$$K_h = 0.28$$

$$W = W_w + W_s$$
$$W = 20.24\text{ ton} + 137.82\text{ ton}$$
$$W = 156.06\text{ ton}$$

Ahora, para distribuir la carga W sobre la pantalla, dividimos W sobre el área aferente donde se aplica la carga, así:

$$W = 156.06\text{ton} / (11.44\text{m} * 1.85\text{m})$$
$$W = 7.37\text{ ton/m}^2$$

Ahora, calculamos $W * K_h$, anteriormente se calculó $K_h = 0.28$

$$W * K_h = 7.37\text{ ton/m}^2 * 0.28$$
$$W * K_h = 2.03\text{ ton/m}^2$$

- **Diseño de Viga Cabezal**

Análisis de la inercia sísmica horizontal de la masa de la viga cabezal y talón y la masa del suelo de relleno ($W \times K_h$).

Calculamos el peso propio de VC + talón (W_w), así;

$$W_w = W_{vc} + W_{talón}$$

$$W_{vc} = A_{vc} * \gamma_{concreto}$$
$$W_{vc} = (1.6 * 1.5) \text{ m}^2 * 2.4 \text{ ton/m}^3$$
$$W_{vc} = 5.76 \text{ ton/m}$$

$$W_{talón} = A_{talón} * \gamma_{concreto}$$
$$W_{talón} = (1.95 * 0.5) \text{ m}^2 * 2.4 \text{ ton/m}^3$$
$$W_{talón} = 2.34 \text{ ton/m}$$

Ahora,

$$W_w = 5.76 \text{ ton/m} + 2.34 \text{ ton/m}$$
$$W_w = 8.1 \text{ ton/m}$$

Calculamos el peso del suelo de relleno W_s , así:

$$W_s = A_{lleno} * \gamma_{lleno}$$
$$W_s = (1.95 * 1) \text{ m}^2 * 2 \text{ ton/m}^3$$
$$W_s = 3.9 \text{ ton/m}$$

Procedemos a calcular el peso propio de los elementos y el suelo de relleno W , así:

$$W = W_w + W_s$$
$$W = 8.1 \text{ ton/m} + 3.9 \text{ ton/m}$$
$$W = 12 \text{ ton/m}$$

Calculamos $W * K_h$, anteriormente se calculó $K_h = 0.28$

$$W * K_h = 12 \text{ ton/m} * 0.28$$
$$W * K_h = 3.36 \text{ ton/m}$$